



**Pedro Duarte
Ferreira**

**Comportamento ao fogo de elementos estruturais
em aço não uniformes**



**Pedro Duarte
Ferreira**

**Comportamento ao fogo de elementos estruturais
em aço não uniformes**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação científica do Professor Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Aos meus Pais

o júri

presidente

Prof. Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa
Professora Associada da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Luís Alberto Proença Simões da Silva
Professor Catedrático da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Prof. Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Finalizada esta etapa da minha vida queria expressar o meu sincero agradecimento a todos aqueles que me ajudaram, de forma direta ou indireta, na realização da presente dissertação.

É com admiração e respeito que agradeço ao meu orientador Prof. Paulo Vila Real, pela excelente supervisão, caracterizada pela disponibilidade, acessibilidade, passagem de conhecimento e paciência.

Ao meu coorientador Prof. Nuno Lopes, por todo o apoio demonstrado assim como pelas importantes sugestões dadas no decorrer dos trabalhos.

Ao Carlos Couto, pelo companheirismo, pela excelente visão científica acompanhada pelo extraordinário empenho, demonstrado ao longo da realização da presente dissertação

A todos os meus amigos, pelo apoio incondicional não só na realização da presente dissertação mas ao longo de todo este ciclo académico que assim se encerra, em especial ao Pedro Gamelas, Tiago Carvalho, José Figueira, Eurico Correia, Luís Alves, Maria Regêncio, Bruno Sousa e André Guimarães.

Não menos importante, agradeço à minha família. À minha mãe Rosa e ao meu pai António, por serem os lutadores que são, fazendo tudo para que ao longo desta etapa, me fossem proporcionados os melhores momentos. À minha avó Saudade e ao meu tio José, por acompanharem o desenrolar de todo este ciclo com todo o carinho, preocupação e por todos os conselhos dados.

O meu muito obrigado!

palavras-chave

Elementos não uniformes, Método Geral, Eurocódigo 3, Incêndio, Encurvadura.

resumo

A presente dissertação tem como principal objetivo estudar o comportamento estrutural de elementos metálicos não uniformes em situação de incêndio.

Com a evolução crescente do mercado da construção é necessária a conceção de soluções cada vez mais eficazes, não só a nível funcional mas também económico. Os elementos em aço não uniformes são um excelente exemplo, já que permitem a racionalização entre os esforços atuantes e as características resistentes do elemento. A adoção de medidas de segurança e de prevenção contra incêndio traduzem-se num custo adicional na aplicação deste tipo de elementos. Desta forma é fundamental estudar o seu comportamento e desenvolver ferramentas capazes de verificar a sua segurança quando sujeitos à ação do fogo.

A Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3 apresenta na cláusula 6.3.4, o Método Geral, para a verificar a resistência à encurvadura de elementos metálicos não uniformes. A sua aplicação não é muito simples mas considerando uma situação de incêndio, é inexistente. Por isso, o principal objetivo desta dissertação consiste na apresentação de uma formulação do Método Geral em situação de incêndio e validá-la tanto para elementos estruturais uniformes como para elementos estruturais não uniformes.

Para validar o Método Geral em situação de incêndio em elementos estruturais uniformes, procedeu-se à comparação de resultados entre a formulação proposta para o Método Geral a altas temperaturas e as cláusulas disponíveis na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 para a verificação da resistência à encurvadura, em situação de incêndio.

Quanto à validação da proposta do Método Geral, em elementos estruturais não uniformes, procedeu-se à análise numérica da resistência ao fogo deste tipo de elementos, dado que é inexistente qualquer tipo de formulação destinada à verificação da resistência à encurvadura de elementos não uniformes em situação de incêndio. Para a determinação do valor das cargas últimas utilizadas na aplicação da proposta do Método Geral, recorreu-se ao programa de elementos finitos SAFIR.

keywords

Tapered elements, General Method, Eurocode 3, Fire, Buckling.

abstract

The purpose of this dissertation is to study the structural behavior of tapered elements in fire.

With the increasing development of the construction market, more effective solutions are needed, not only functional but also economically. Tapered steel elements are a prime example, as they allow a rationalization between acting efforts and resistant characteristics of the element. The adoption of fire safety measures for prevention, translates into a additional cost in the implementing this type of elements. So it is essential to study their behavior and develop tools to verify their safety when subjected to fire.

Part 1-1 of Eurocode 3 presents the clause 6.3.4, the General Method for checking the resistance to buckling of tapered steel elements. The application of the General Method is not very simple but considering a fire situation, is non-existent. Therefore, the main goal of this dissertation is to present a formulation of the General Method in fire and validate it both for uniform elements such as tapered elements.

To validate the General Method in fire on uniform structural elements, comparisons between the proposed formulation of General Method to high temperatures and clauses available in Part 1-2 of Eurocode 3 in checking the buckling resistance in fire were made

As for validation of the General Method proposal in tapered structural elements, a numerical analysis of the fire resistance of such elements as it is lacking any type of formulation intended for checking the buckling resistance of tapered elements in fire were made. To determine the value of the ultimate loads used in the application of the General Method proposal, it was used the finite elements program, SAFIR.

.

Índice

Índice.....	XV
Índice de Figuras.....	XVII
Índice de Quadros	XXI
Nomenclatura.....	XXIII
Lista de acrónimos	XXXII
1. Introdução.....	3
1.1. Considerações Gerais.....	3
1.2. Âmbito e objetivos.....	5
1.3. Organização da dissertação	6
1.4. Conceitos teóricos base	7
1.4.1. Caracterização mecânica e geométrica do aço	7
2. Análise estrutural de elementos metálicos de acordo com o Eurocódigo 3	15
2.1. Introdução.....	15
2.2. Análise global de estruturas metálicas, à temperatura normal	16
2.2.1. Análise elástica de primeira ordem.....	16
2.2.2. Análise elastoplástica de primeira ordem	17
2.2.3. Análise de segunda ordem	17
2.3. Estabilidade da estrutura	18
2.4. Imperfeições	19
2.5. Análise global de estruturas metálicas em situação de incêndio	21
2.5.1. Ações mecânicas.....	24
2.5.2. Caracterização mecânica do aço em situação de incêndio.....	25
2.6. Verificação da resistência de elementos metálicos uniformes à encurvadura .	28
2.6.1. Temperatura normal.....	28
2.6.2. Verificação da resistência em situação de incêndio	40
2.7. Verificação da resistência de elementos metálicos não uniformes.....	46

2.7.1. Estudos em relação ao comportamento mecânico e verificação da resistência	46
2.7.2. Método Geral à temperatura normal	49
3. Método Geral em situação de incêndio	57
3.1. Introdução.....	57
3.2. Proposta do Método Geral em situação de incêndio.....	58
3.3. Análise de segunda ordem em situação de incêndio.....	61
3.3.1. Influência da amplitude da imperfeição geométrica equivalente na verificação da resistência à encurvadura	61
3.4. Validação do Método Geral em situação incêndio, em elementos estruturais uniformes.....	74
3.4.1. Compressão	74
3.4.2. Flexão.....	78
3.4.3. Flexão composta com compressão	78
4. Validação numérica do Método Geral, aplicado a elementos não uniformes em situação de incêndio	91
4.1. Introdução.....	91
4.2. Modelos numéricos considerados e resultados obtidos	92
4.2.1. Compressão	94
4.2.2. Flexão.....	99
4.2.3. Flexão composta com compressão	105
5. Conclusões Gerais.....	117
5.1. Considerações Finais	117
5.2. Desenvolvimentos futuros.....	122
Referências bibliográficas	126
A. Restantes resultados obtidos	132

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 - Elemento metálico não uniforme monossimétrico (Marques, 2012).....	4
Figura 1.2 a) e b) - Formas de aplicação de elementos metálicos estruturais não uniformes (Marques, 2012).	4
Figura 1.3 - Tensões residuais em a) perfis soldados; b) perfis laminados.	8
Figura 1.4 - Características geométricas de um perfil metálico soldado.	9

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 - Comportamento estrutural de acordo com diferentes níveis de análise (Couto, 2011).....	16
Figura 2.2 - Efeitos de segunda ordem “P- Δ ” e “P- δ ”.....	17
Figura 2.3 - Imperfeição global equivalente (CEN, 2005a).	20
Figura 2.4 - Forças horizontais equivalentes às imperfeições (CEN, 2005a).	21
Figura 2.5 - Domínios de verificação da resistência (Franssen e Vila Real, 2010).....	23
Figura 2.6 - Diagrama tensão-extensão para várias temperaturas do aço (CEN, 2005b).	26
Figura 2.7 - Fatores de redução do aço a temperatura elevada (Couto, 2011).	28
Figura 2.8 - Coluna de Euler (Couto, 2011).	29
Figura 2.9 - Curvas de encurvadura europeias (CEN, 2005a).....	33
Figura 2.10 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (CEN, 2005a).....	34
Figura 2.11 - Encurvadura lateral numa viga não restringida lateralmente (Reis, 2010).	35
Figura 2.12 - Comportamento de um elemento submetido a flexão composta plana (Simões, 2005).....	38
Figura 2.13- Elemento metálico não uniforme sujeito a momento fletor nas suas extremidades (Braham, 1997).....	47
Figura 2.14- Variação da curva de encurvadura relevante ao longo de um elemento metálico não uniforme (Marques, 2012).	48
Figura 2.15- Exemplos estruturais em que se aplica o Método Geral (Galéa, 2005).	49
Figura 2.16 - Diagrama de interação $M - N$	51
Figura 2.17 – Diagrama de interação $M_{cr} - N_{cr}$ (modificado de (Bureau, 2007)).....	52

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 - Secção transversal do perfil HE 220 B.	65
Figura 3.2 – Esquema estrutural adotado no programa LT BeamN (CTICM, 2014).	66
Figura 3.3 - Curvas de encurvadura representativas da verificação da resistência de uma coluna comprimida.	70
Figura 3.4 - Curvas de encurvadura representativas da verificação da resistência de uma coluna comprimida em situação de incêndio.	73
Figura 3.5 - Elemento estrutural comprimido.	75
Figura 3.6 – Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de colunas utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.	77
Figura 3.7 - Elemento à flexão.	78
Figura 3.8 – Elemento à flexão composta com compressão.	79
Figura 3.9 - Diagramas de momentos fletores considerados.	80
Figura 3.10 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 0.5;	83
Figura 3.11 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 1.0;	84
Figura 3.12 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 1.5;	84
Figura 3.13 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 2.0;	85
Figura 3.14 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 2.5;	85
Figura 3.15 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 3.0;	86
Figura 3.16 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.	87

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 - Representação dos nós e graus de liberdade de um elemento casca no programa SAFIR (Lopes, 2009).	92
Figura 4.2 - Modos de encurvadura. a) global e b) local.	93
Figura 4.3 – Esquema estrutural adotado para elementos estruturais comprimidos não uniformes a) condições de apoio e b) carregamento aplicado.....	95
Figura 4.4 – Deformada do elemento estrutural no instante de colapso.	95
Figura 4.5 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral, a altas temperaturas no perfil (280-480)x10+250x15.	97
Figura 4.6 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral, a altas temperaturas no perfil (296-396)x8+150x15.	98
Figura 4.7 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral, a altas temperaturas no perfil (400-1000)x22+300x30.	98
Figura 4.8 – Esquema estrutural adotado para elementos estruturais não uniformes sujeitos a flexão a) condições de apoio e b) carregamento aplicado	100
Figura 4.9 - Deformada do elemento no instante de colapso.	101
Figura 4.10 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15.	102
Figura 4.11 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15.	103
Figura 4.12 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30.	103
Figura 4.13 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio para os casos de estudo apresentados no Quadro 4.2.	105
Figura 4.14 – Esquema estrutural adotado para elementos estruturais não uniformes sujeitos a flexão a) condições de apoio e b) carregamento aplicado	107
Figura 4.15 – Deformada do elemento estrutural no instante de colapso.	107
Figura 4.16 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15 a 350°C;	109
Figura 4.17 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15 a 550°C;	110
Figura 4.18 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15 a 350°C;	110

Figura 4.19 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15 a 550°C;	111
Figura 4.20 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30 a 350°C;	111
Figura 4.21 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30 a 550°C;	112

ANEXOS

Figura A.1 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15 a 400°C;	132
Figura A.2 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15 a 450°C;	133
Figura A.3 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15 a 500°C;	133
Figura A.4 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15 a 400°C;	134
Figura A.5 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15 a 450°C;	134
Figura A.6 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15 a 500°C;	135
Figura A.7 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30 a 400°C;	135
Figura A.8 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30 a 450°C;	136
Figura A.9 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30 a 500°C;	136

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 1

Quadro 1.1 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura à tração f_u dos aços macios correntes (NP EN 10025, 1995).	7
Quadro 1.2 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (almas) (CEN, 2005a).	10
Quadro 1.3 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (banzos) (CEN, 2005a).	11

CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 – Coeficientes de combinação Ψ_1 e Ψ_2 (CEN, 2002).	24
Quadro 2.2 – Fatores de redução k_y, θ e k_E, θ (CEN, 2005b).	27
Quadro 2.3 – Valores do fator de imperfeição α consoante a curva de encurvadura (CEN, 2005a).	32
Quadro 2.4 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais quando é utilizada a equação (2.33) (CEN, 2005a).	37
Quadro 2.5 – Valores de $NEd = f_y A_i, M_i, R_k = f_y W_i$ e $\Delta M_i, Ed$ (CEN, 2005a). ...	40
Quadro 2.6 – Coeficientes de momento uniforme equivalente (CEN, 2005b).	45

CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 - Valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais e_0/L para elementos estruturais (CEN, 2005a).	63
Quadro 3.2 - Dados relevantes para a realização do estudo.	65
Quadro 3.3 – Cálculo do valor da amplitude e_0 de acordo com a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3.	66
Quadro 3.4 - Comparação do valor do momento fletor atuante entre a equação (3.9) e a equação (3.16), utilizando o Quadro 3.1 para o cálculo de e_0	67
Quadro 3.5 - Comparação do valor do momento fletor atuante entre a equação (3.9) e a equação (3.16), utilizando a equação (3.15) para o cálculo de e_0	67
Quadro 3.6 - Valores dos fatores de redução dos parâmetros resistentes e respetivo valor de cálculo dos mesmos, para 500 °C.	71
Quadro 3.7 – Verificação da resistência de uma coluna através da equação (3.18).	72

Quadro 3.8 – Verificação da resistência de uma coluna através da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.....	72
Quadro 3.9 - Secções transversais consideradas.....	75

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 – Casos de estudo considerados para elementos comprimidos.	96
Quadro 4.2 – Casos de estudo considerados para elementos à flexão.	101
Quadro 4.3 – Casos de estudo considerados para elementos sujeitos a flexão composta com compressão.....	108

NOMENCLATURA**Letras maiúsculas latinas**

A	Área de uma secção transversal;
A_d	Valor de cálculo das ações indiretas de incêndio, a que correspondem os esforços resultantes das restrições às dilatações térmicas, englobando, também o efeito da temperatura nas propriedades mecânicas do aço;
A_{eff}	Área efetiva de uma secção de classe 4;
C_1	Coefficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio;
C_2	Coefficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio;
C_3	Coefficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio;
E_a	Módulo de elasticidade;
$E_{a,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço à temperatura elevada, θ_a ;
$E_{fi,d,t}$	Valor de cálculo do efeito das ações em situação de incêndio no instante t ;
F_{Ed}	Valor de cálculo da carga que atua na estrutura;
F_{cr}	Valor crítico da carga associado à instabilidade elástica num modo global, determinado com base no valor da rigidez elástica inicial;
G	Módulo de distorção;
G_k	Valor característico das ações permanentes;
I	Momento de inércia de uma secção em relação ao eixo neutro;
I_y	Momento de inércia de uma secção em relação ao seu eixo forte;
L	Comprimento de um elemento estrutural;

M^I	Valor de cálculo do momento fletor atuante de primeira ordem;
M^{II}	Valor de cálculo do momento fletor atuante amplificado pelos efeitos de segunda ordem;
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral
$M_{b,fi,t,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral em situação de incêndio
M_{cr}	Momento crítico elástico de encurvadura lateral;
$M_{cr,\theta}$	Momento crítico elástico de encurvadura lateral, a uma temperatura uniforme θ_a ;
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante;
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante em torno do eixo y-y;
$M_{y,fi,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante em situação de incêndio, em torno do eixo y-y;
$M_{y,fi,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à flexão calculado por intermédio do Eurocódigo 3, em situação de incêndio;
$M_{y,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente, em relação ao eixo y-y;
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante em torno do eixo z-z;
$M_{z,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente em torno do eixo z-z;
$M_{z,fi,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante em situação de incêndio, em torno do eixo z-z;
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial resistente à encurvadura por flexão;
$N_{b,fi,t,Rd}$	Valor de cálculo da resistência no instante t de um elemento traccionado com uma distribuição de temperatura não uniforme na secção transversal;
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal;

N_{cr}	Carga crítica de encurvadura por flexão (carga crítica de Euler);
$N_{cr,\theta}$	Carga crítica de encurvadura por flexão, a uma temperatura uniforme θ_a ;
$N_{cr,\theta,z}$	Carga crítica de encurvadura por flexão, a uma temperatura uniforme θ_a , segundo o eixo z-z;
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal atuante;
$N_{fi,Ed}$	Valor de cálculo do esforço axial atuante em situação de incêndio;
$N_{fi,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à compressão, calculado por intermédio do Eurocódigo 3, em situação de incêndio;
N_{Rd}	Valor característico do esforço normal resistente;
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável principal ou dominante;
$R_{fi,d,t}$	Correspondente valor de cálculo da resistência em situação de incêndio
$X_{d,fi}$	Valor de cálculo de uma propriedade mecânica (resistência e deformação) dos materiais em situação de incêndio.
X_k	Valor característico de uma propriedade de resistência ou de deformação (geralmente f_k ou E_k) à temperatura normal, de acordo com a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3;
$W_{eff,y}$	Módulo elástico efetivo de flexão em torno do eixo y-y;
$W_{el,y}$	Módulo elástico de flexão em torno do eixo y-y;
$W_{pl,y}$	Módulo plástico de flexão segundo o eixo y-y;
W_y	Módulo de flexão segundo o eixo y-y;

Letras minúsculas latinas

b	Largura de uma secção transversal;
e_0	Amplitude de uma imperfeição de um elemento;

$e_{N,y}$	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva (A_{eff}) e bruta (A), em torno do eixo y-y;
$e_{N,z}$	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva (A_{eff}) e bruta (A), em torno do eixo z-z;
f_u	Tensão última;
f_y	Tensão de cedência;
$f_{y,\theta}$	Tensão de cedência efetiva do aço a temperaturas elevadas θ_a ;
h	Altura de uma secção transversal;
h_1	Altura mínima da alma num elemento estrutural não uniforme;
h_2	Altura máxima da alma num elemento estrutural não uniforme;
h_{eq}	Altura equivalente da alma num elemento estrutural;
k	Fator de amplificação do momento fletor de primeira ordem;
$k_{E,\theta}$	Fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ_a atingida no instante t ;
k_{LT}	Fator de interação;
k_θ	Fator de amplificação, a uma temperatura uniforme θ_a ;
k_y	Fator de comprimento efetivo dependente da restrição à flexão em torno do eixo y-y;
k_{yy}	Fator de interação;
k_{yz}	Fator de interação;
$k_{y,\theta}$	Fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura θ_a atingida no instante t ;
k_w	Fator de comprimento efetivo dependente da restrição ao empenamento;

k_z	Fator de comprimento efetivo dependente da restrição à flexão em torno do eixo z-z-;
k_{zy}	Fator de interação;
k_{zz}	Fator de interação;
l	Comprimento de um elemento estrutural;
$l_{cr,fi}$	Comprimento de encurvadura no plano condicionante em situação de incêndio;
m	Número de colunas num alinhamento;
q_0	Força equivalente por unidade de comprimento;
t	Espessura;
t (instante)	Tempo de exposição ao fogo;
t_f	Espessura do banzo;
$t_{fi,d}$	Duração do incêndio padrão ISO 834 ou outro incêndio nominal, necessária para que o elemento estrutural de aço atinja a temperatura crítica;
$t_{fi,requ}$	Resistência ao fogo requerida regulamentarmente;
t_w	Espessura da alma;
z_a	Distância entre o ponto de aplicação de uma carga e o centro de gravidade de uma secção;
z_g	Distância entre o ponto de aplicação de uma carga e o centro de corte de uma secção;
z_s	Distância entre o centro de corte e o centro de gravidade de uma secção;

Carateres minúsculos do alfabeto grego

α	Fator de imperfeição;
α_{cr}	Valor mínimo do fator de amplificação dos esforços que é necessário considerar para se atingir a carga crítica de encurvadura elástica;
$\alpha_{cr,op}$	Valor mínimo do fator de amplificação a aplicar aos valor de cálculo das ações atuantes no plano para se atingir a carga crítica de encurvadura elástica, for do plano de carregamento, do elemento ou subestrutura;
$\alpha_{cr,\theta,op}$	Valor mínimo do fator de amplificação a aplicar aos valor de cálculo das ações atuantes no plano para se atingir a carga crítica de encurvadura elástica, for do plano de carregamento, do elemento ou subestrutura, a uma temperatura θ_a ;
α_h	Coeficiente de redução para tomar em consideração o número de colunas num alinhamento;
α_{LT}	Fator de imperfeição para a encurvadura lateral;
α_m	Coeficiente de redução para tomar em consideração a altura há do pórtico;
α_T	Coeficiente de dilatação térmica linear;
$\alpha_{ult,k}$	Valor mínimo do fator de amplificação a aplicar às ações de cálculo para se atingir o valor característico da resistência da secção transversal mais crítica do componente estrutural, considerando o seu comportamento no plano do carregamento sem ter em conta a encurvadura por flexão no plano lateral ou a encurvadura lateral (por flexão-torção), mas tendo no entanto em conta todos os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições, globais e locais;
$\alpha_{ult,\theta,k}$	Valor mínimo do fator de amplificação a aplicar às ações de cálculo para se atingir o valor característico da resistência da secção transversal mais crítica do componente estrutural, considerando o seu comportamento no plano do carregamento sem ter em conta a encurvadura por flexão no

plano lateral ou a encurvadura lateral (por flexão-torção), mas tendo no entanto em conta todos os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições, globais e locais, a uma temperatura θ_a ;

$\beta_{M,LT}$	Parâmetro
$\beta_{M,Q}$	Parâmetro
$\beta_{M,y}$	Parâmetro
$\beta_{M,z}$	Parâmetro
$\beta_{M,\psi}$	Parâmetro
ε	Fator que depende de f_y ;
η_{fi}	Fator de redução a aplicar a E_d para obter o valor de cálculo do efeito das ações em situação de incêndio;
$\theta_{cr,d}$	Valor de cálculo da temperatura crítica;
θ_d	Valor de cálculo da temperatura do aço;
θ_g	Temperatura do compartimento de incêndio;
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada para a encurvadura por flexão;
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral;
$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$	Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral, a uma temperatura θ_a ;
$\bar{\lambda}_{op}$	Esbelteza normalizada global, de um elemento ou subestrutura, associada à encurvadura fora do plano no carregamento;
$\bar{\lambda}_{op,\theta}$	Esbelteza normalizada global, a uma temperatura θ_a ;
$\bar{\lambda}_\theta$	Esbelteza normalizada para a encurvadura por flexão, a uma temperatura θ_a ;
μ_{LT}	Termo auxiliar;
μ_y	Termo auxiliar;

μ_z	Termo auxiliar;
ν	Coefficiente de Poisson em regime elástico;
ρ	Massa volúmica;
ϕ	Imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade;
ϕ	Razão de proporcionalidade de esforços axiais e de flexão, em vigas-coluna;
ϕ_0	Valor de base da imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade;
χ	Coefficiente de redução para a encurvadura por flexão;
χ_{fi}	Coefficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio;
χ_{LT}	Coefficiente de redução para a encurvadura lateral;
χ_{op}	Coefficiente de redução correspondente à esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{op}$;
χ_y	Coefficiente de redução correspondente à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y;
$\chi_{LT,fi}$	Coefficiente de redução para a encurvadura lateral em situação de incêndio;
$\chi_{op,fi}$	Coefficiente de redução correspondente à esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{op,\theta}$ em situação de incêndio;
$\chi_{min,fi}$	Valor mínimo entre $\chi_{y,fi}$ e $\chi_{z,fi}$;
$\chi_{y,fi}$	Coefficiente de redução correspondente a encurvadura por flexão em torno do eixo y-y em situação de incêndio;
$\chi_{z,fi}$	Coefficiente de redução correspondente a encurvadura por flexão em torno do eixo z-z em situação de incêndio;

χ_z	Coeficiente de redução correspondente a encurvadura por flexão em torno do eixo z-z;
ψ	Razão entre a os momentos fletores nas secções de extremidade de um elemento;
$\psi_{1,1}$	Coeficiente de combinação associado à ação variável principal ou dominante;
$\psi_{2,i}$	Coeficiente de combinação associado às restantes ações variáveis;

Carateres maiúsculos do alfabeto grego

ΔM	Acréscimo de momento fletor atuante;
$\Delta M_{y,Ed}$	Momento devido ao afastamento do eixo baricêntrico y-y;
$\Delta M_{z,Ed}$	Momento devido ao afastamento do eixo baricêntrico z-z;
γ_G	Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes;
$\gamma_{M,fi}$	Fator parcial de segurança para o material em situação de incêndio;
γ_{M0}	Fator parcial de segurança da resistência das secções transversais;
γ_{M1}	Fator parcial de segurança da resistência do elemento a fenómenos de instabilidade;
$\gamma_{Q,1}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável;
Φ	Fator utilizado para o cálculo do coeficiente de redução da encurvadura por flexão;
Φ_{LT}	Fator utilizado para o cálculo do coeficiente de redução da encurvadura lateral;
$\Phi_{LT,\theta}$	Fator utilizado para o cálculo do coeficiente de redução da encurvadura lateral, à temperatura θ_a ;

Φ_θ Fator utilizado para o cálculo do coeficiente de redução da encurvadura por flexão, à temperatura θ_a ;

LISTA DE ACRÓNIMOS

SAFIR Safety Fire Resistance. Programa baseado no método dos elementos finitos para análise térmica e estrutural desenvolvido por Franssen;

Capítulo 1

Introdução

1 INTRODUÇÃO

- 1.1. Considerações gerais
- 1.2. Âmbito e objetivos
- 1.3. Organização da dissertação
- 1.4. Conceitos teóricos base

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Gerais

O setor da construção metálica tem sido um setor em evidência em Portugal e no mundo. Segundo dados do Instituto Nacional de Estatística, datados de 2011, é um setor responsável por cerca de 0.75% do Produto Interno Bruto (PIB) de Portugal, empregando 16.000 profissionais. No mesmo ano, o patamar dos 300 milhões de euros, exclusivamente devido à produção interna de estruturas metálicas, foi alcançado na exportação nacional. Mas esta política de exportação foi adotada pelas empresas portuguesas a partir do ano de 2006, fruto da crise económica instalada no setor da construção, onde o mercado externo começou a ganhar importância, com a maioria das vendas a serem realizadas na União Europeia. Contudo, a utilização de elementos metálicos como solução estrutural não é muito tradicional em Portugal, onde o betão é o material mais utilizado. Portugal é também dos países europeus que apresenta um consumo menor de aço, tendo atingido no ano de 2011, um consumo de 1,2760 milhões de toneladas de aço, ou seja, 13,04 quilogramas “*per capita*”, muito abaixo do líder, Bélgica com 92,77 quilos. Como foi dito anteriormente, a construção metálica ainda não é muito utilizada em Portugal mas assume claras vantagens em relação aos restantes tipos de construção das quais se podem destacar (Costa, 2013):

Durabilidade, já que oferece uma elevada fiabilidade devido a vários fatores como, processo de execução e proteção anticorrosão. A sua elevada flexibilidade também é um fator preponderante para ser a primeira escolha estrutural;

Sustentabilidade, já que as características do aço permitem a conservação das propriedades (nomeadamente as mecânicas) e qualidades ao longo do tempo uma vez que é um material infinitamente renovável. É também uma construção mais limpa, de processos simples, necessitando apenas de mão de obra especializada e por isso é uma construção mais rápida (Portugal Steel, 2013).

Quanto às características geométricas dos elementos metálicos, mais especificamente em relação à secção transversal, estes podem ser uniformes, mantendo as suas dimensões constantes ao longo de todo o eixo do centro de gravidade ou elementos não uniformes (Figura 1.1), em que as características geométricas variam ao longo desse eixo.

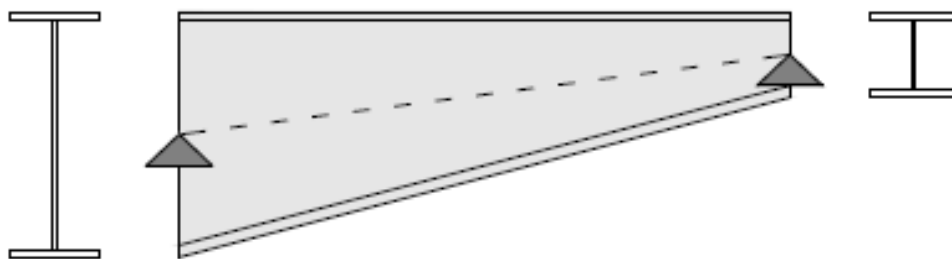


Figura 1.1 - Elemento metálico não uniforme monossimétrico (Marques, 2012).

A grande vantagem da utilização de elementos não uniformes é a eficiência estrutural que apresentam devido à racionalização entre as solicitações e a secção onde são aplicadas, otimizando as funções do elemento estrutural, criando soluções mais competitivas a nível económico (Marques, 2012). Apesar desta ser a principal vantagem, os elementos estruturais metálicos não uniformes apresentam outras, tais como, facilidade de cumprir com exigências arquitetónicas e custos de fabrico competitivos (Andrade *et al*, 2007). A sua aplicação recai maioritariamente em projetos de pavilhões industriais e desportivos assim como superfícies comerciais, ou seja, locais com uma grande afluência de pessoas como se pode observar nas Figuras 1.2 a) e b), casos presentes em obra, de um Complexo multidesportivo em Coimbra, Portugal.



a)



b)

Figura 1.2 a) e b) - Formas de aplicação de elementos metálicos estruturais não uniformes (Marques, 2012).

Na Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos metálicos não uniformes (também aplicado para casos como localização não usual de contraventamentos em elementos metálicos, tipos de carregamentos especiais,

entre outras situações não consideradas correntes) está presente o Método Geral (CEN, 2005a). O Método Geral verifica a resistência do componente estrutural (que pode ser desde elementos estruturais individualizados, subestruturas ou até estruturas) à encurvadura por flexão e encurvadura lateral, contudo a sua aplicação em situação de incêndio carece de validação, já que praticamente não existe bibliografia que analise o comportamento deste tipo de elementos a altas temperaturas, apesar deste tipo de exposição vulnerabilizar bastante a resistência mecânica dos elementos estruturais metálicos. O custo acrescido que tem a aplicação de técnicas de proteção contra incêndio em elementos metálicos é também um dos fatores pelo qual a construção metálica ainda não é uma referência, apesar de que, por exemplo, no Reino Unido, nas últimas três décadas, o custo total da construção com este tipo de material, reduziu para cerca de 50% e no mesmo período de tempo o custo das medidas de proteção baixou de 31% para 13% do custo total de construção (dados de Tata Steel/BCSA). Esta redução de custo aliada ao bom conhecimento do comportamento ao fogo de elementos metálicos não uniformes pode levar a que esta solução estrutural seja cada vez mais requerida.

1.2. Âmbito e objetivos

O principal objetivo desta dissertação será validar uma proposta para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos com secção transversal não uniforme. Para que seja aplicada a proposta do Método Geral neste tipo de elementos, validou-se a mesma comparando-a com as cláusulas presentes na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes. Para a validação da proposta apresentada para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, na verificação da resistência de elementos estruturais não uniformes, foco desta dissertação, proceder-se-á a modelação numérica utilizando o programa SAFIR, um programa de cálculo automático desenvolvido na Universidade de Liège (Franssen, 2005), que recorre ao Método de Elementos Finitos e a uma análise não linear considerando as imperfeições geométricas (GMNIA), para o estudo do comportamento dos elementos no plano de carregamento e fora dele.

1.3. Organização da dissertação

A organização da dissertação é feita por intermédio de 5 capítulos, separando todo o trabalho desempenhado por etapas.

O Capítulo 1 é um capítulo introdutório, onde são apresentados conceitos teóricos base, essenciais para a elaboração desta dissertação assim como a motivação e objetivos que levaram à sua realização.

No Capítulo 2, são descritos essencialmente com o auxílio das Partes 1 – 1 e 1 – 2 do Eurocódigo 3 todos os procedimentos de cálculo necessários para a quantificação do valor de cálculo dos esforços atuantes em qualquer componente estrutural metálico assim como para a verificação da sua segurança perante ações exteriores, tanto à temperatura normal como em situação de incêndio. Entre eles, é apresentado o Método Geral, à temperatura normal, presente na cláusula 6.3.4 da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3.

No Capítulo 3, é apresentada uma proposta para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, objetivo desta dissertação, já que na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 não é apresentada qualquer indicação de como o fazer. No mesmo capítulo, é validada a proposta do Método Geral comparando-a com as cláusulas presentes na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes, em situação de incêndio. No mesmo capítulo são apresentados todos os estudos auxiliares para a aplicação do Método Geral, em situação de incêndio.

No Capítulo 4, está centrada toda a modelação numérica elaborada com o intuito de validar a proposta apresentada no Capítulo 3, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais metálicos não uniformes. É feito um estudo paramétrico com várias variáveis, para esse fim.

Por fim, no Capítulo 5, são apresentadas todas as conclusões finais do trabalho realizado ao longo da presente dissertação assim como sugestões de estudos futuros.

1.4. Conceitos teóricos base

1.4.1. Caracterização mecânica e geométrica do aço

Os aços laminados a quente (aços macios) são caracterizados por percentagens de carbono baixas (Simões, 2005). A laminação consiste no pré-aquecimento e deformação do produto recebido do lingotamento (processo pelo qual o metal fundido é solidificado num produto semiacabado no formato de placa) pela passagem sobre pressão em laminadores cilíndricos reduzindo a sua espessura até à medida desejada para a comercialização (Gaylord e Edwin, 1992).

De acordo com a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, os valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura à tração f_u dos aços mais correntes, definidos segundo a norma EN – 10025 – 2 (NP EN 10025, 1995) e tomados em geral como valores característicos, são indicados no Quadro 1.1. Em Portugal, o Anexo Nacional obriga à utilização da norma EN – 10025 – 2 (Simões, 2005).

Quadro 1.1 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura à tração f_u dos aços macios correntes (NP EN 10025, 1995).

Tipo de aço	Espessura nominal t (mm)			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	355	470
S 450	440	550	410	550

Para aços macios correntes são consideradas as seguintes propriedades complementares:

Módulo de elasticidade	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$;
Módulo de distorção	$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ N/mm}^2$;
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0.3$;
Coefficiente de dilatação térmica linear	$\alpha_T = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (até 100°C);
Massa volúmica	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$;

É de realçar que após a laminação, conforme o grau de exposição da chapa ou do perfil laminado a diferentes velocidades de arrefecimento, ocorrem tensões permanentes nas secções, denominadas de tensões residuais.

Em chapas, as extremidades arrefecem mais rápido do que a região central, contraindo. Quando a região central arrefece, as extremidades já solidificadas, impedem-na de se contrair livremente. As zonas que arrefecem mais rapidamente têm tensões de compressão e as que arrefecem mais lentamente, tensões de tração, como é demonstrado na Figura 1.3, em que as tensões “T” representam as tensões de tração e as tensões “C” as de compressão.

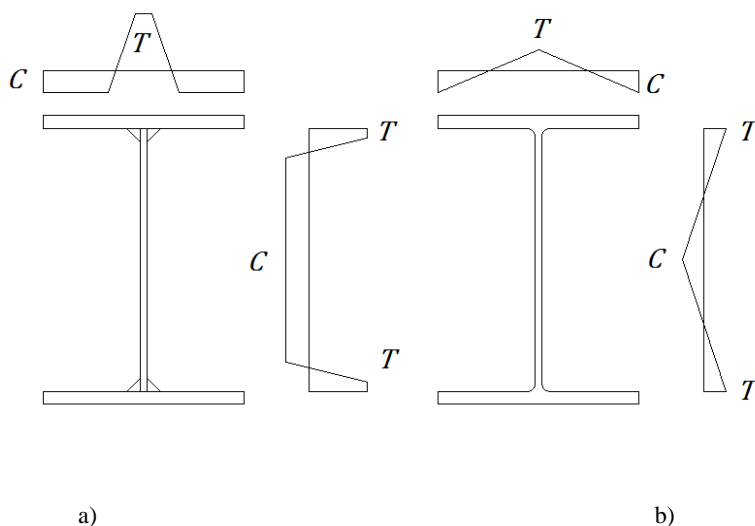


Figura 1.3 - Tensões residuais em a) perfis soldados; b) perfis laminados.

Desta forma, a presença de tensões residuais faz com que a secção comece a plastificar progressivamente, antes que a peça atinja a sua plena carga de plastificação, ou seja, ocorre uma redução do limite de proporcionalidade (Smith e Ed, 1996).

1.4.1.1. Perfis soldados

Os perfis soldados são obtidos pelo corte, composição e soldadura de chapas planas de aço. Estes perfis são utilizados quando se pretende obter secções não comerciais ou variáveis. Na Figura 1.4, apresentam-se as características geométricas de perfis soldados metálicos.

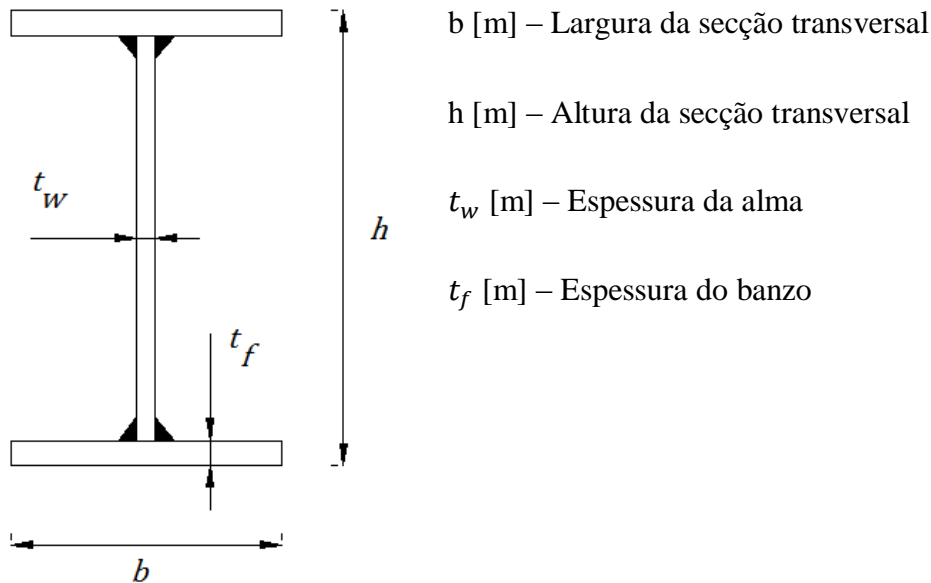


Figura 1.4 - Características geométricas de um perfil metálico soldado.

1.4.1.2. Classificação das seções transversais

A classificação das seções transversais dos elementos estruturais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma seção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local. Segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, consoante a sua capacidade de rotação e capacidade para formar uma rótula plástica, as seções classificam-se em:

Classe 1 – são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com uma capacidade de rotação superior à mínima exigida para a utilização de métodos plásticos de análise (apresentados no capítulo seguinte).

Classe 2 – são aquelas em que é possível atingir o momento plástico, mas que possuem uma capacidade de rotação limitada.

Classe 3 – são aquelas em que a tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço, assumindo uma distribuição elástica, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que o momento plástico poderá não ser atingido, devido à encurvadura local.

Classe 4 – são aquelas onde a encurvadura local impede que seja atingida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas da seção (Simões, 2005).

Esta classificação é efetuada com base na relação entre as dimensões de cada um dos elementos comprimidos (alma e banzo) e na classe do aço. Apresentam-se de seguida os Quadros 1.2 e 1.3, utilizados para a classificação da classe das secções transversais.

Para elementos uniformes, a classe da secção é sempre dada pela maior classe (mais desfavorável) dos elementos comprimidos que a constituem.

No caso de elementos não uniformes, como a secção transversal não é constante ao longo do seu comprimento, a determinação da classe é um processo mais exaustivo.

Quadro 1.2 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (almas) (CEN, 2005a).

Componentes internos comprimidos						
				Eixo de flexão		
				Eixo de flexão		
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Quadro 1.3 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (banzos) (CEN, 2005a).

Banzos em consola						
Secções laminadas				Secções soldadas		
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ ver a EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Capítulo 2

*Análise estrutural de acordo
com o Eurocódigo 3*

2 ANÁLISE ESTRUTURAL DE ELEMENTOS METÁLICOS DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 3

- 2.1. Introdução
- 2.2. Análise global de estruturas metálicas, à temperatura normal
 - 2.2.1. Análise elástica de primeira ordem
 - 2.2.2. Análise elasto plástica de primeira ordem
 - 2.2.3. Análise de segunda ordem
- 2.3. Estabilidade da estrutura
- 2.4. Imperfeições
- 2.5. Análise global de estruturas metálicas em situação de incêndio
 - 2.5.1. Ações mecânicas
 - 2.5.2. Caracterização mecânica do aço em situação de incêndio
- 2.6. Verificação da resistência de elementos metálicos uniformes à encurvadura
 - 2.6.1 Temperatura normal
 - 2.6.2. Situação de incêndio
- 2.7. Verificação da resistência de elementos metálicos não uniformes
 - 2.7.1. Estudos em relação ao comportamento mecânico e verificação da resistência
 - 2.7.2. Método Geral à temperatura normal

2. ANÁLISE ESTRUTURAL DE ELEMENTOS METÁLICOS DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 3

2.1. Introdução

No Eurocódigo 3 estão disponibilizados os procedimentos de cálculo para a verificação da estabilidade de componentes estruturais metálicos. Para isso, é necessária a determinação do valor de cálculo dos esforços atuantes na estrutura e garantir que são inferiores ao valor de cálculo da capacidade resistente da mesma.

Neste capítulo, segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, são apresentados os diferentes níveis de análise possíveis, à temperatura normal (20°C), para determinar os esforços atuantes em componentes estruturais, assim como os principais aspetos relacionados com a determinação da sua capacidade resistente quando sujeitos a esforços de compressão, flexão no eixo de maior inércia e a ambos, simultaneamente.

Analogamente, em situação de incêndio, são apresentados os conceitos necessários para a quantificação das ações tendo em conta o efeito da temperatura nas características resistentes do aço. São também abordados os principais aspetos da verificação da resistência à encurvadura de elementos metálicos em situação de incêndio, segundo a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.

Os fenómenos de instabilidade considerados nesta dissertação foram a encurvadura por flexão, presente em elementos comprimidos, a encurvadura lateral, presente em elementos solicitados à flexão no eixo de maior inércia da secção transversal e finalmente a combinação dos dois fenómenos.

Por último, são apresentados os procedimentos de cálculo para a verificação da resistência à encurvadura de elementos com secção transversal uniforme assim como em elementos não uniformes, foco desta dissertação.

2.2. Análise global de estruturas metálicas, à temperatura normal

A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura metálica depende das suas características de deformabilidade e rigidez assim como da estabilidade global e dos seus elementos, do comportamento das secções transversais, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios (Simões, 2005).

Então, os esforços nas estruturas ou nos elementos estruturais poderão geralmente ser determinados através de análises de primeira ordem, considerando a geometria inicial da estrutura ou análises de segunda ordem, tomando em consideração a influência da configuração deformada da mesma, onde esta deve ser sempre tida em conta caso haja o aumento dos efeitos das ações ou modificação do comportamento estrutural de forma significativa. Na Figura 2.1 estão apresentados os diagramas carga-deslocamento para vários tipos de análise que serão apresentados de seguida (Couto 2011; McGuire *et al*, 2000).

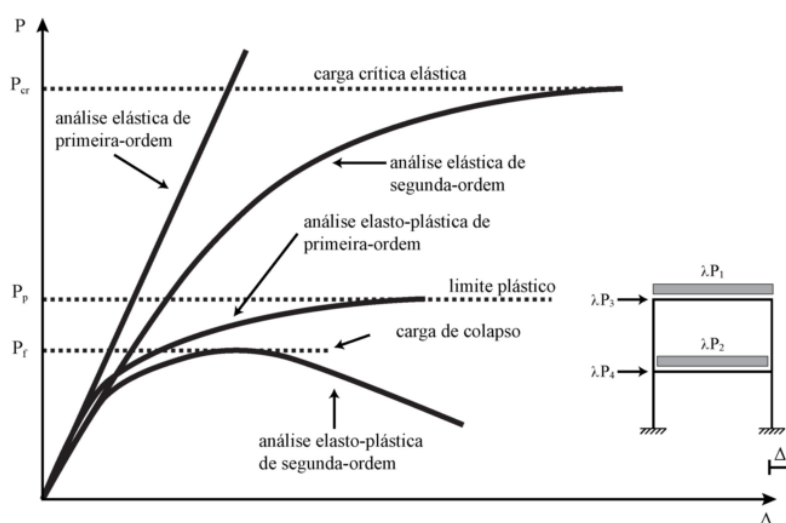


Figura 2.1 - Comportamento estrutural de acordo com diferentes níveis de análise (Couto, 2011).

2.2.1. Análise elástica de primeira ordem

Numa análise elástica de primeira ordem assume-se que a relação tensão-extensão do material varia de forma linear obedecendo à Lei de Hooke, sendo igualmente linear a relação entre a carga e a deformação. Nesta análise, as equações de equilíbrio são definidas na configuração não deformada da estrutura e os esforços e deslocamentos

calculados são designados por esforços e deslocamentos de primeira ordem. A análise elástica de primeira ordem retrata o comportamento estrutural de forma adequada para as condições de serviço da estrutura (Couto, 2011).

2.2.2. Análise elastoplástica de primeira ordem

Numa análise elastoplástica de primeira ordem, as equações de equilíbrio são escritas na configuração não deformada da estrutura (desprezando-se os efeitos de segunda ordem) mas é tida em conta a plasticidade do material, o que permite considerar o conceito de espalhamento da plasticidade e da formação de rótulas plásticas (Couto, 2011).

2.2.3. Análise de segunda ordem

Como foi dito anteriormente, quando considerada a influência da configuração deformada de qualquer componente estrutural na respetiva análise global, existem esforços e deslocamentos adicionais aos de primeira ordem, denominados de esforços (e deslocamentos) de segunda ordem. Se estes esforços e deslocamentos adicionais surgirem devido aos deslocamentos relativos das extremidades das barras da estrutura, (rotações das cordas), designam-se por efeitos de segunda ordem globais ou efeitos “P- Δ ”. Por outro lado, se surgirem devido à deformação de cada barra comprimida designam-se por efeitos “P- δ ” ou efeitos de segunda ordem locais (CEN, 2005a).

São apresentados esquematicamente na Figura 2.2. os dois tipos diferentes de efeitos de segunda ordem numa estrutura metálica porticada.

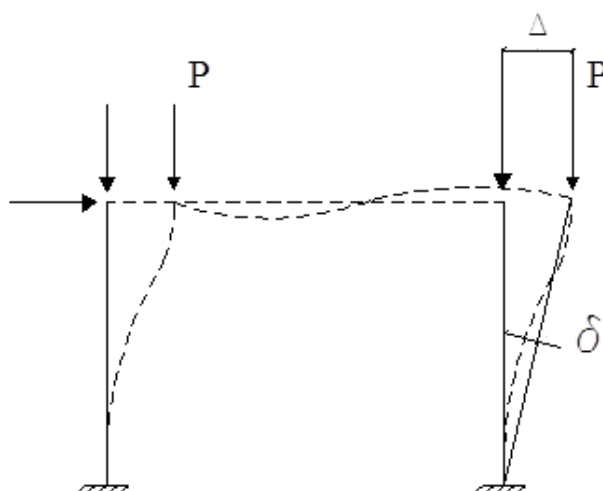


Figura 2.2 - Efeitos de segunda ordem “P- Δ ” e “P- δ ”.

Os efeitos da configuração deformada podem ser desprezados na análise global da estrutura, de acordo com a cláusula 5.2.2 da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, ao ser satisfeita a condição (2.1), quando a análise é elástica ou a condição (2.2) quando a análise é plástica (CEN, 2005a; Simões da Silva e Gervásio, 2007).

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (2.1)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad (2.2)$$

α_{cr} representa o fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global. Por sua vez, F_{Ed} representa o valor de cálculo do carregamento da estrutura e F_{cr} representa o valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez inicial (CEN, 2005a).

Analogamente ao que se regista numa análise global de primeira ordem de componentes estruturais, uma análise global de segunda ordem poderá ser também elástica ou elastoplástica.

2.3. Estabilidade da estrutura

A verificação da estabilidade de uma estrutura porticada (incluindo a estabilidade dos seus elementos), deve incluir as imperfeições e efeitos de segunda ordem, se necessário, de acordo com as condições (2.1) e (2.2) apresentadas anteriormente. Dependendo do tipo de estrutura e do tipo de análise (elástica ou plástica), os efeitos de segunda ordem e as imperfeições podem ser tidos em conta na verificação da estabilidade da estrutura, por um dos seguintes processos:

- i) Análise global de esforços incluindo diretamente todas as imperfeições (geométricas e do material) e todos os efeitos de segunda ordem (“P- Δ ” e “P- δ ”) (Simões da Silva e Gervásio, 2007; Simões, 2005).
- ii) Análise global de esforços considerando as imperfeições globais da estrutura e os efeitos de segunda ordem globais, sendo as imperfeições dos elementos e os efeitos de segunda ordem locais incluídos nas fórmulas de dimensionamento à encurvadura (Simões da Silva e Gervásio, 2007; Simões, 2005).

- iii) Em alguns casos, através da verificação da estabilidade individual dos elementos (segundo a cláusula 6.3 da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3), considerando comprimentos de encurvadura correspondentes ao modo de instabilidade global da estrutura (Simões da Silva e Gervásio, 2007; Simões, 2005).

De acordo com o procedimento i), como os efeitos de segunda ordem e as imperfeições dos elementos são incluídos na análise global de esforços da estrutura, na verificação desses elementos não é necessário ter em conta os fenómenos de encurvadura, ou seja, é suficiente verificar a capacidade resistente da secção. Segundo o processo ii), em geral o mais utilizado, os elementos devem ser verificados tendo em conta os fenómenos de encurvadura, com comprimentos de encurvadura iguais aos comprimentos reais; os esforços de cálculo são obtidos através da análise global da estrutura, que deve ter em conta os efeitos de segunda ordem e as imperfeições globais, se necessário. De acordo com o processo iii), os esforços na estrutura devem ser obtidos através de uma análise de primeira ordem, sem considerar as imperfeições; na verificação dos elementos, os comprimentos de encurvadura devem ser avaliados de acordo com o modo de instabilidade global da estrutura. Para aplicação prática, os Anexos Nacionais poderão fornecer indicações acerca do processo a utilizar. Refira-se contudo que de acordo com o Anexo Nacional adotado em Portugal o procedimento previsto em iii) não é permitido (Simões, 2005).

2.4. Imperfeições

A verificação da estabilidade de uma estrutura porticada (incluindo a estabilidade dos seus elementos) deve incluir as imperfeições e os efeitos de segunda ordem, se necessário (Simões, 2005).

Segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, mais concretamente no subcapítulo 5.3, os diversos tipos de imperfeições podem ser simulados com base no conceito de “imperfeição geométrica equivalente” (Simões, 2005).

Deverão ser contabilizadas as seguintes imperfeições: imperfeições globais em pórticos e sistemas de contraventamento e imperfeições locais em elementos considerados individualmente (CEN, 2005a).

Novamente, segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, na análise global de estruturas porticadas suscetíveis de instabilidade segundo um modo com deslocamentos laterais, deve ser considerada uma “imperfeição geométrica equivalente”, traduzida por uma falta de verticalidade da estrutura, definida pelo ângulo ϕ , ilustrado na Figura 2.3 e obtido pela equação (2.3) (Simões, 2005; CEN, 2005a),

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (2.3)$$

onde $\phi_0 = L/200$.

L corresponde ao comprimento do elemento e nas equações (2.4) e (2.5) são apresentadas as fórmulas necessárias para a quantificação dos restantes fatores necessários para determinar o ângulo ϕ (Simões, 2005; CEN, 2005a).

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0 \quad (2.4)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(\frac{1}{m} \right)} \quad (2.5)$$

h corresponde ao valor da altura total da estrutura (em metros (m)) e m é o número de pilares do pórtico, com $N_{Ed} \geq 50\%$ do valor médio do esforço axial.

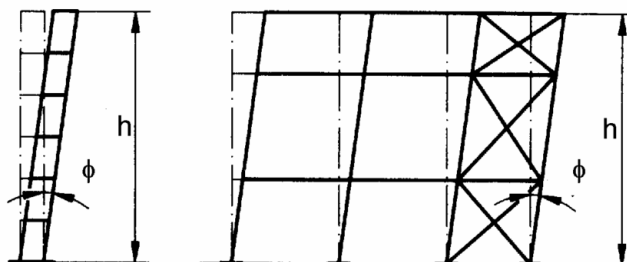


Figura 2.3 - Imperfeição global equivalente (CEN, 2005a).

Na análise global de estruturas porticadas deve ainda incluir-se uma imperfeição tipo curvatura inicial ao nível dos elementos, definida por e_0/L , em que L já foi definido anteriormente e e_0 representa a amplitude máxima da imperfeição geométrica de um determinado elemento estrutural. Caso seja mais conveniente, as “imperfeições geométricas equivalentes” podem ser substituídas por sistemas de forças equivalentes, como se ilustra a Figura 2.4 (Simões, 2005).

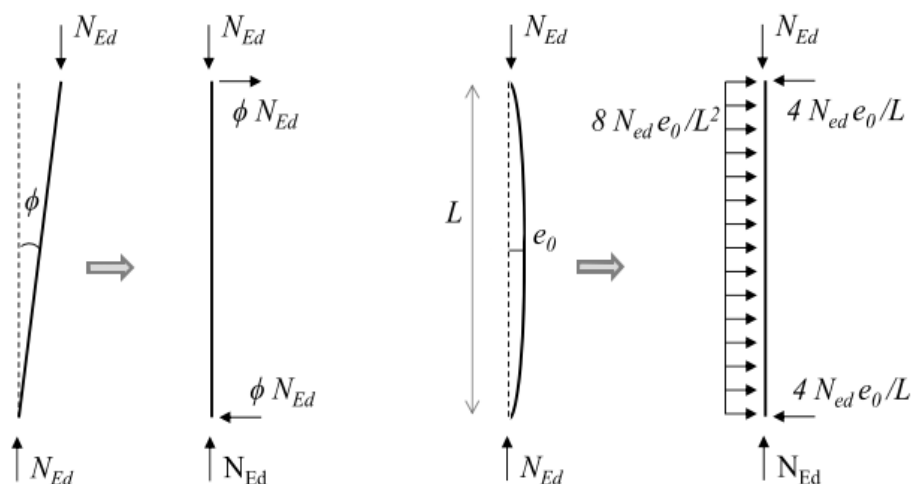


Figura 2.4 - Forças horizontais equivalentes às imperfeições (CEN, 2005a).

2.5. Análise global de estruturas metálicas em situação de incêndio

Como foi dito introdutoriamente, são apresentados neste capítulo, os principais aspetos relacionados com a análise estrutural em elementos metálicos. Aborda-se de seguida a questão da análise estrutural em situação de incêndio, sabendo que este tipo de ação condiciona o comportamento do material, visto que a sua resistência diminui a altas temperaturas (Vila Real, 2003).

Para ter em conta a influência da temperatura no comportamento dos materiais em situação de incêndio, existe regulamentação, que reúne um conjunto de disposições destinadas a dar resposta às exigências de segurança contra incêndio, tendo em vista que as construções devem ser projetadas e construídas de tal forma que na hipótese de ocorrência de um incêndio (Vila Real, 2003):

- i) a produção e propagação de fogo e fumo, no interior da construção, sejam limitadas;
- ii) a propagação do incêndio a construções vizinhas seja limitada;
- iii) se possam evacuar os seus ocupantes ou salvá-los por outros meios;
- iv) a segurança das equipas de intervenção seja tida em consideração;
- v) a capacidade resistente da construção possa ser garantida durante um período de tempo pré-determinado.

Para esta dissertação, a última disposição é a mais pertinente havendo a necessidade de definir o que é a resistência de um componente estrutural ao fogo. Corresponde ao tempo que decorre desde o início de um processo térmico normalizado, por exemplo, a curva de incêndio padrão ISO 834, a que o elemento é submetido até ao momento em que deixa de satisfazer as funções para que foi projetado (Vila Real, 2003).

Apresenta-se detalhadamente, de acordo com a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, todas as fases do procedimento necessário para o cálculo da resistência ao fogo de elementos metálicos.

- i) Definição da ação térmica;
- ii) Definição das ações mecânicas a considerar em situação de incêndio;
- iii) Cálculo da temperatura dos elementos num determinado instante t durante um processo térmico normalizado;
- iv) Determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio no instante t , $E_{fi,d,t}$;
- v) Determinação do valor de cálculo dos efeitos da capacidade resistente em situação de incêndio no instante t , $R_{fi,d,t}$.
- vi) Verificação da resistência ao fogo que pode ser feita através de 3 domínios diferentes:

Domínio do tempo

No domínio do tempo, para a verificação da segurança em situação de incêndio, a condição (2.6) tem de ser verificada,

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad (2.6)$$

onde $t_{fi,d}$ corresponde ao valor de cálculo da resistência ao fogo, ou seja, a duração do incêndio padrão ISO 834 ou outro incêndio nominal, necessária para que o elemento estrutural de aço atinja a temperatura crítica, definição para a temperatura a partir da qual o elemento estrutural deixa de satisfazer as funções de suporte de cargas para que foi projetado. Este deve ser superior a $t_{fi,requ}$, correspondente à resistência ao fogo requerida regulamentarmente.

Domínio da temperatura

No domínio da temperatura, como é demonstrado na equação (2.7), o valor de cálculo da temperatura do elemento θ_d , no instante $t_{fi,requ}$, tem de ser menor ou igual ao valor de cálculo da temperatura crítica do elemento $\theta_{cr,d}$ para que seja garantida a resistência ao fogo.

$$\theta_d \leq \theta_{cr,d} \text{ no instante } t_{fi,requ} \quad (2.7)$$

Domínio da resistência

Por último, no domínio da resistência, o elemento estrutural mantém-se estável enquanto se verificar a condição (2.8)

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \text{ no instante } t_{fi,requ} \quad (2.8)$$

em que $E_{fi,d}$ tem necessariamente de ser menor ou igual a $R_{fi,d,t}$, ambos apresentados anteriormente (Vila Real, 2003).

A Figura 2.5 ilustra os três domínios de verificação da resistência ao fogo de um elemento estrutural assim como a evolução da temperatura θ_d , o efeito das ações $E_{fi,d}$ (constante ao longo do tempo), a diminuição progressiva da resistência $R_{fi,d,t}$ e a temperatura crítica do elemento.

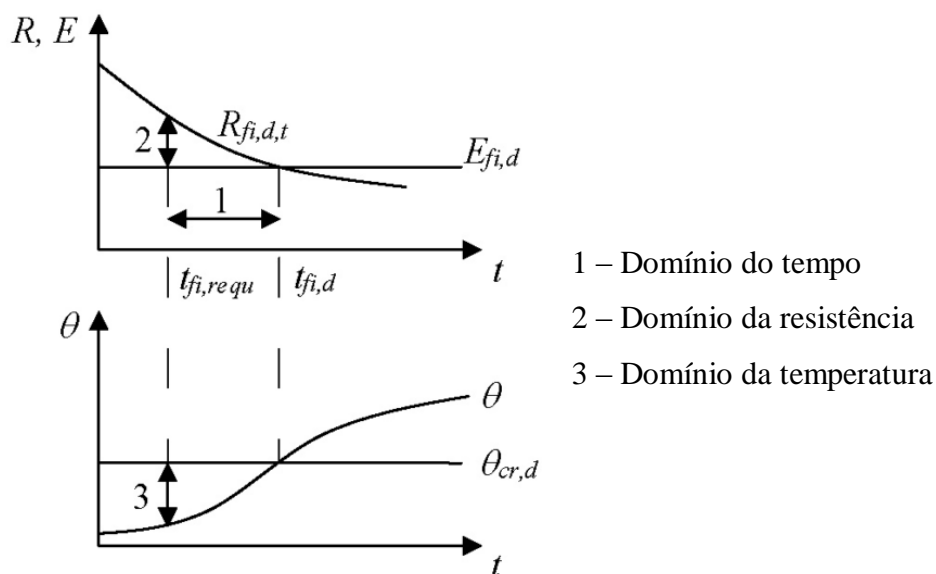


Figura 2.5 - Domínios de verificação da resistência (Franssen e Vila Real, 2010).

Para o cálculo estrutural ao fogo, para além das habituais ações mecânicas (sobrecarga de utilização, a ação da neve, a ação do vento, etc.) é necessário definir as ações térmicas resultantes da ocorrência do incêndio. O Eurocódigo 0, define as ações mecânicas, com as quais se avalia o comportamento estrutural e as ações térmicas, com as quais se determina a evolução da temperatura nos elementos, conforme a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 1 (Vila Real, 2003).

2.5.1. Ações mecânicas

O fogo é considerado uma ação de acidente pelo que o valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio, $E_{fi,d,t}$, deve ser obtido usando-se a combinação de acidente definida no Eurocódigo 0 (CEN, 2002) e apresentada pela combinação (2.9).

$$\sum G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \sum A_d \quad (2.9)$$

G_k corresponde ao valor característico das ações permanentes, $Q_{k,1}$ corresponde ao valor característico da ação variável principal ou dominante. Quanto aos coeficientes apresentados, $\psi_{1,1}$ corresponde ao coeficiente de combinação associado à ação variável principal ou dominante e $\psi_{2,i}$ corresponde ao coeficiente de combinação associado às restantes ações variáveis. Por fim, A_d corresponde ao valor de cálculo das ações indiretas de incêndio, a que correspondem os esforços resultantes das restrições às dilatações térmicas, englobando, também o efeito da temperatura nas propriedades mecânicas do aço (Vila Real, 2003).

O Quadro 2.1 fornece alguns dos valores dos coeficientes de combinação Ψ_1 e Ψ_2 de acordo com o Anexo A1 do Eurocódigo 0.

Quadro 2.1 – Coeficientes de combinação Ψ_1 e Ψ_2 (CEN, 2002).

Ação variável	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga nos edifícios		
Categoria A: zonas de habitação	0.5	0.3
Categoria B: zonas de escritórios	0.5	0.3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0.7	0.6
Categoria D: zonas comerciais	0.7	0.6
Categoria E: zonas de armazenamento	0.9	0.8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0.7	0.6

Categoria G: zonas de tráfego, peso dos veículos $< 30 \text{ kN} \leq 160 \text{ kN}$	0.5	0.3
Categoria H: coberturas	0.0	0.0
<hr/>		
Ação da neve em edifícios		
- Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000 \text{ m}$ acima do nível do mar	0.2	0.0
<hr/>		
Ação do vento em edifícios	0.2	0.0
<hr/>		
Temperatura (exceto incêndio) em edifícios	0.5	0.0
<hr/>		

Com o objetivo de simplificar os cálculos, reduzindo o número de combinações de ações a considerar, a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, no caso de uma análise por elementos, é obtido o valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio $E_{fi,d,t}$ como uma percentagem η_{fi} do valor de cálculo dos efeitos das ações determinado à temperatura ambiente E_d , como apresentado na equação (2.10) (Vila Real, 2003),

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d \quad (2.10)$$

em que η_{fi} corresponde ao fator de redução para o valor de cálculo do nível de carregamento em situação de incêndio, dado pela equação (2.11).

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.11)$$

Na equação (2.11), γ_G corresponde ao valor do coeficiente parcial de segurança da ação permanente à temperatura ambiente e $\gamma_{Q,1}$ corresponde ao valor do coeficiente parcial de segurança da ação variável principal à temperatura ambiente (Vila Real, 2003).

Como simplificação, a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 recomenda a utilização do valor de $\eta_{fi} = 0.65$, exceto para edifícios da Categoria E, para os quais recomenda um valor de 0.7 (CEN, 2005b).

2.5.2. Caracterização mecânica do aço em situação de incêndio.

O efeito da temperatura na verificação do aço pode ser descrito por gráficos tensão-extensão (Figura 2.6), nos quais se pode concluir que a capacidade resistente dos elementos metálicos diminui drasticamente com o aumento da temperatura (Vila Real, 2003).

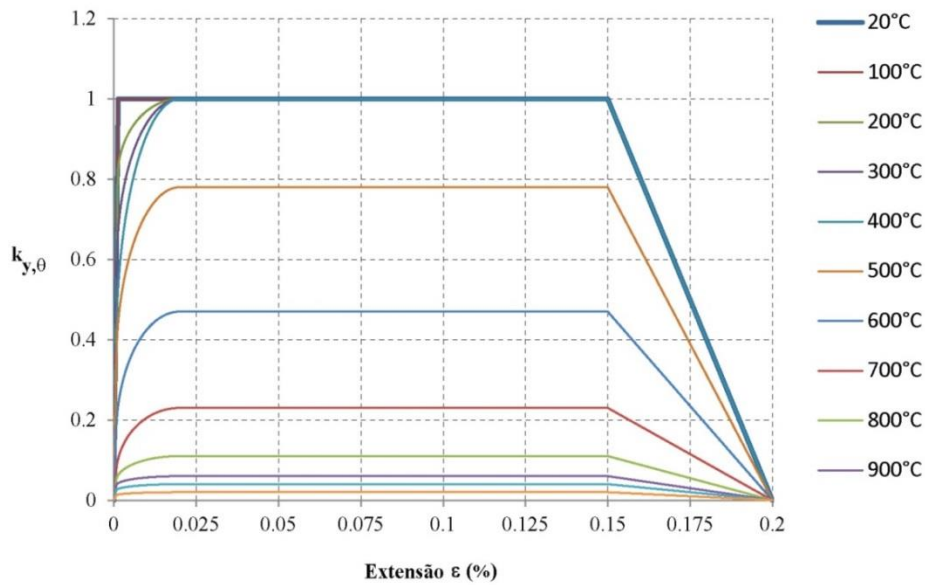


Figura 2.6 - Diagrama tensão-extensão para várias temperaturas do aço (CEN, 2005b).

Segundo a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, o valor de cálculo das propriedades mecânicas do aço em situação de incêndio está em função de um fator de redução k_{θ} . Este é dado pela equação (2.12).

$$X_{d,fi} = k_{\theta} \frac{X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (2.12)$$

X_k corresponde ao valor característico da propriedade mecânica, por exemplo a tensão de cedência ou o módulo de elasticidade longitudinal, à temperatura ambiente (20°C). k_{θ} , corresponde ao fator de redução para a obtenção do valor da propriedade mecânica à temperatura θ_a e finalmente, $\gamma_{M,fi}$ representa o fator parcial de segurança em situação de incêndio. O Eurocódigo 3 recomenda a utilização de $\gamma_{M,fi} = 1.0$. As equações (2.13) e (2.14) são, respetivamente, as fórmulas para a determinação da tensão de cedência e Módulo de Elasticidade, no aço, sujeito a uma temperatura uniforme θ_a (CEN, 2005b).

$$f_{y,\theta} = k_{\theta} f_y \quad (2.13)$$

$$E_{a,\theta} = k_{\theta} E_a \quad (2.14)$$

A Figura 2.7 representa os fatores de redução relativos à tensão de cedência e ao Módulo de Elasticidade em função da temperatura e o Quadro 2.2 apresenta o valor a adotar dos mesmos fatores em função da temperatura.

Quadro 2.2 – Fatores de redução $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ (CEN, 2005b).

Fatores de redução à temperatura θ_a relativamente ao valor de f_y ou E_a , a 20 °C		
Temperatura do aço	Fatores de redução (referência a f_y) para a tensão de cedência efetiva $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Fatores de redução (referência a E_a) para a inclinação da reta que representa o domínio elástico $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20°C	1.000	1.000
100°C	1.000	1.000
200°C	1.000	0.900
300°C	1.000	0.800
400°C	1.000	0.700
500°C	0.780	0.600
600°C	0.470	0.310
700°C	0.230	0.130
800°C	0.110	0.090
900°C	0.060	0.0675
1000°C	0.040	0.0450
1100°C	0.020	0.0225
1200°C	0.000	0.0000

Nota: Para os valores intermédios da temperatura de aço pode utilizar-se a interpolação linear.

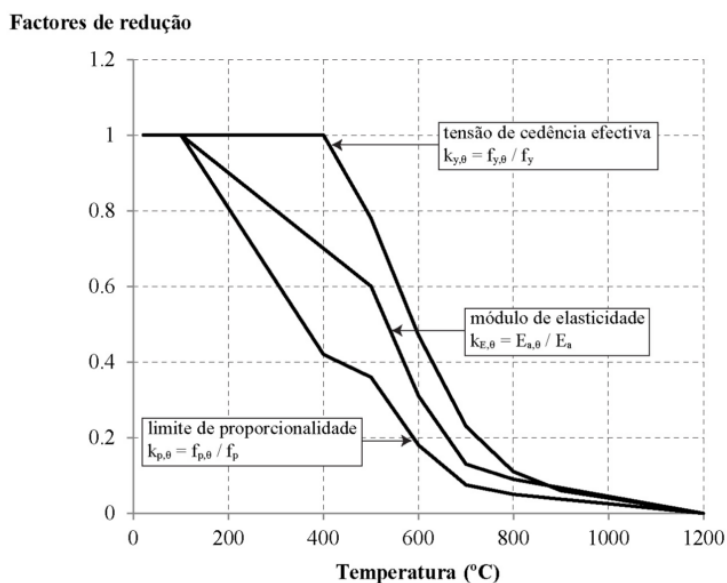


Figura 2.7 - Factores de redução do aço a temperatura elevada (Couto, 2011).

2.6. Verificação da resistência de elementos metálicos uniformes à encurvadura

Finalizada a apresentação dos conceitos fundamentais para a quantificação de ações tanto à temperatura normal como em situação de incêndio, em componentes estruturais, é necessária a determinação da resistência dos elementos quando solicitados por ações exteriores, procedendo à verificação da sua resistência a fenómenos de instabilidade estrutural.

2.6.1. Temperatura normal

2.6.1.1. Compressão

Os elementos sujeitos a compressão são suscetíveis a fenómenos de instabilidade designados por encurvadura. Assim, a encurvadura é um fenómeno de instabilidade que se caracteriza pela ocorrência de grandes deformações transversais em elementos sujeitos a esforços de compressão. Em estruturas metálicas, este e outros fenómenos de instabilidade assumem particular importância. Devido à elevada resistência do aço, os elementos apresentam em geral esbeltezas elevadas (Simões, 2005).

2.6.1.2. Carga crítica elástica

Com base na teoria da estabilidade elástica, deduz-se a carga crítica elástica (carga crítica de Euler), isto é, o valor do esforço axial para o qual o elemento passa a exibir deformações não exclusivamente axiais. O fenómeno de encurvadura numa peça comprimida, isenta de imperfeições, é ilustrado na Figura 2.8. Este fenómeno, em rigor denominado por encurvadura devida a compressão, em modo de flexão, será designado abreviadamente por encurvadura por flexão (Simões, 2005).

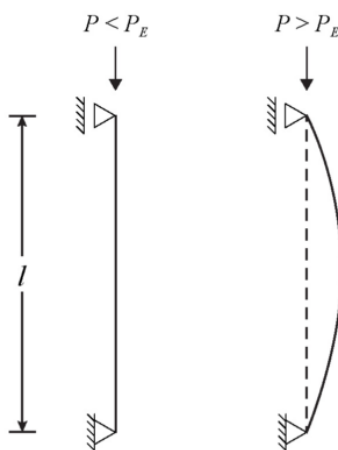


Figura 2.8 - Coluna de Euler (Couto, 2011).

A carga crítica elástica num elemento linear bi-rotulado, com secção e esforço axial constantes, considerando válidas as seguintes condições: material com comportamento elástico linear, peça isenta de imperfeições geométricas e de tensões residuais, carga perfeitamente centrada e considerando a Teoria dos Pequenos Deslocamentos, é avaliada com base na formulação seguinte (Simões, 2005).

Para pequenas deformações, a condição de equilíbrio de momentos (em torno do eixo z) ao longo do elemento é traduzida pela seguinte equação (2.15):

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + Ny = 0 \quad (2.15)$$

sendo E o módulo de elasticidade do material e I o momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo perpendicular ao plano onde ocorre a deformação (eixo z). A equação anterior é uma equação diferencial homogénea linear de coeficientes constantes, cuja solução geral é da forma (equação (2.16)):

$$y = D_1 \sin(kx) + D_2 \cos(kx) \quad (2.16)$$

com $k^2 = N/(EI)$.

Das condições de apoio vem:

$$y(x = 0) = 0 \Rightarrow D_2 = 0 \quad (2.17)$$

$$y(x = L) = 0 \Rightarrow D_1 = 0 \vee kL = n\pi. \quad (2.18)$$

A carga crítica é então obtida para:

$$kL = n\pi \Rightarrow k^2 = \frac{n^2\pi^2}{L^2} = \frac{N}{EI} \quad (2.19)$$

dada por $N_{cr} = \frac{n^2\pi^2 EI}{L^2}$ com $(n = 1, 2, \dots)$. A primeira carga crítica, correspondente à deformada ilustrada na Figura (2.8), é dada pela equação (2.20).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.20)$$

Conclui-se que num elemento em condições ideais, a resistência à encurvadura depende da rigidez de flexão da secção transversal, do seu comprimento e das condições de apoio (Simões, 2005).

2.6.1.3. Dimensionamento à compressão

O dimensionamento de elementos submetidos a compressão simples, à temperatura normal, segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, é baseado nas “curvas europeias de dimensionamento à encurvadura”. Estas têm como base a fórmula de Ayrton-Perry, considerando barras com uma configuração inicial sinusoidal. De acordo com estas curvas, tudo se passa como se as diversas imperfeições das peças reais (já apresentadas nesta dissertação) fossem substituídas por uma “configuração deformada inicial equivalente”, cuja amplitude é calibrada de modo a reproduzir todas as imperfeições (Maquoi e Rondal, 1978; Simões, 2005).

De acordo com o formato da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, a resistência das secções transversais de elementos axialmente comprimidos é verificada através da condição (2.21)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (2.21)$$

em que N_{Ed} corresponde ao valor de cálculo do esforço axial atuante e $N_{c,Rd}$ corresponde ao valor de cálculo do esforço axial resistente das secções, dado pelas equações (2.22) e (2.23) consoante a classe das mesmas (CEN, 2005a).

- Para secções de classe 1, 2 ou 3

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.22)$$

- Para secções de classe 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.23)$$

Nas equações (2.22) e (2.23), A corresponde à área total da secção e A_{eff} corresponde à área efetiva da secção transversal de Classe 4. f_y corresponde ao valor da tensão de cedência do aço e finalmente γ_{M0} corresponde ao coeficiente parcial de segurança.

Adicionalmente, deve ser verificada a condição (2.24), sendo que $N_{b,Rd}$ corresponde ao valor de cálculo da resistência à encurvadura por flexão do elemento.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{\chi A f_y} \leq 1.0 \quad (2.24)$$

A resistência à encurvadura global, em elementos de secção transversal e esforço axial constantes, é dada pelas equações (2.25) e (2.26), mais uma vez, consoante a classe da secção transversal do elemento.

- Para secções de classe 1, 2 ou 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.25)$$

- Para secções de classe 4

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.26)$$

Nestas equações, χ corresponde ao coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante e γ_{M1} corresponde ao coeficiente parcial de segurança, definido de acordo com a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3. O coeficiente de redução χ é obtido através da equação (2.27).

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mas } \chi \leq 1.0 \quad (2.27)$$

Na expressão anterior, $\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ (CEN, 2005a).

$\bar{\lambda}$ corresponde ao coeficiente de esbelteza normalizada, dado pelas equações (2.28) e (2.29), consoante a classe da secção transversal.

- Para secções de classe 1, 2 ou 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad (2.28)$$

- Para secções de classe 4

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad (2.29)$$

α corresponde ao fator de imperfeição generalizado e N_{cr} corresponde à carga crítica elástica para o plano mais condicionante de um elemento estrutural comprimido (CEN, 2005a).

As imperfeições reais das peças são incluídas no processo de dimensionamento à compressão através do fator de imperfeição α . O Quadro 2.3 apresenta os valores que o mesmo valor pode tomar, consoante a curva de encurvadura adotada.

Quadro 2.3 – Valores do fator de imperfeição α consoante a curva de encurvadura (CEN, 2005a).

Curva de encurvadura	Fator de imperfeição
a_0	0.13
a	0.21
b	0.34
c	0.49
d	0.76

Estas curvas, traduzidas matematicamente pela equação (2.27), são ilustradas graficamente na Figura 2.9.

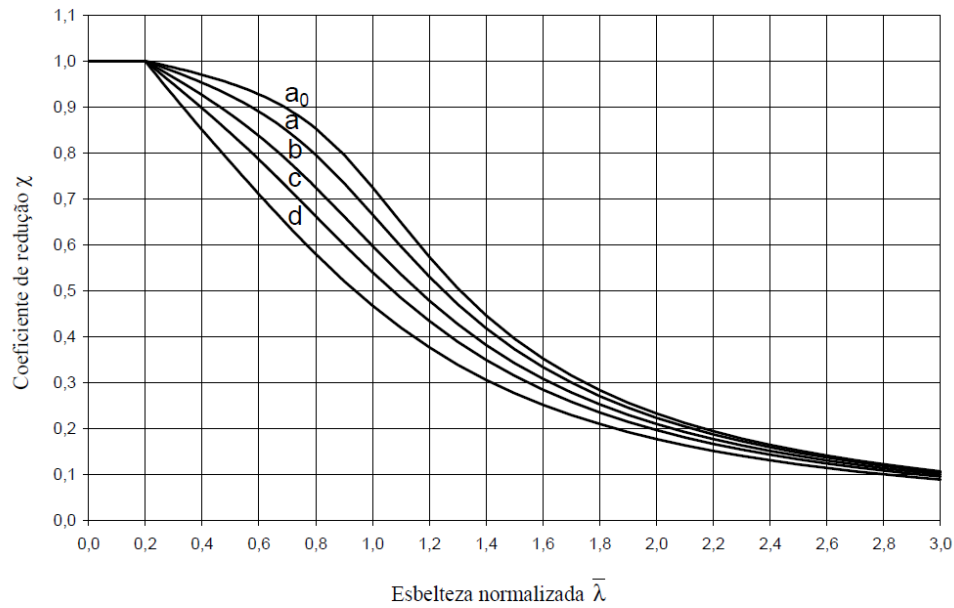


Figura 2.9 - Curvas de encurvadura europeias (CEN, 2005a).

O fator de imperfeição α associado à curva de encurvadura a adotar no dimensionamento de um dado elemento metálico, depende da geometria das secções transversais, do processo de fabrico e do plano de encurvadura condicionante, conforme se descreve na Figura 2.10.

Para valores da esbelteza normalizada $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou se $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0,04$, segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, o efeito da encurvadura pode ser desprezado, sendo os elementos dimensionados apenas com base na resistência das secções transversais (CEN, 2005a).

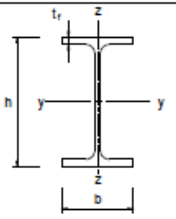
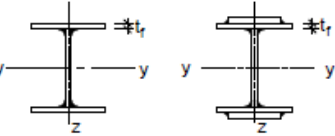

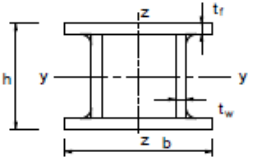
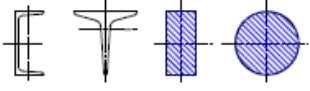

Secção transversal		Limites		Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Perfis I soldados		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d	c d
Secções tubulares		acabadas a quente		qualquer	a	a ₀
		enformadas a frio		qualquer	c	c
Secções em caixão soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)		qualquer	b	b
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		qualquer	c	c
Perfis U, T e secções cheias				qualquer	c	c
Cantoneiras				qualquer	b	b

Figura 2.10 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (CEN, 2005a).

2.6.1.4. Flexão em elementos não restringidos lateralmente

2.6.1.4.1. Encurvadura lateral

A encurvadura lateral consiste na deformação lateral da parte comprimida de uma secção (banzo comprimido no caso de secções em I ou H) de um elemento sujeito a flexão em torno do eixo y-y (eixo de maior inércia da secção transversal).

Nestas condições, a parte comprimida comporta-se como um elemento linear comprimido, continuamente restringido pela parte tracionada, que não tem qualquer tendência para se deslocar lateralmente. Como se pode verificar na Figura 2.11, onde se ilustra este fenómeno, a deformação é devida à flexão lateral e à torção (daí o fenómeno também ser denominado por encurvadura lateral-torsional) (Simões, 2005).

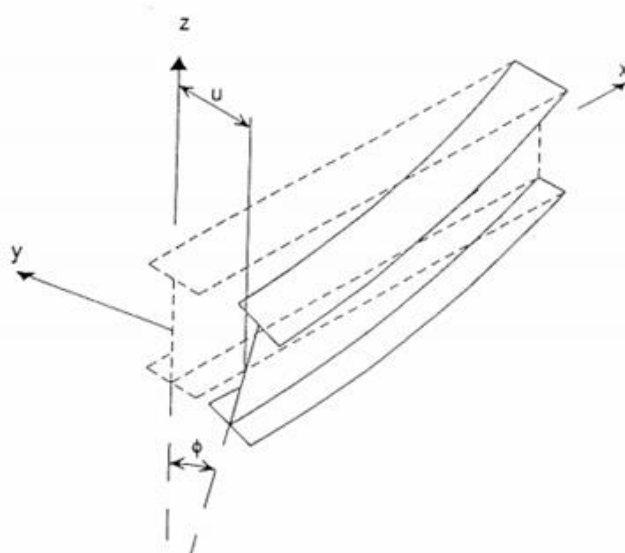


Figura 2.11 - Encurvadura lateral numa viga não restringida lateralmente (Reis, 2010).

A resistência de uma viga à encurvadura lateral depende fundamentalmente do valor do momento crítico, que é o momento máximo que uma viga, em condições ideais, pode suportar sem encurvar lateralmente.

2.6.1.4.2. Momento crítico

O momento crítico pode ser estimado através de expressões propostas por Clark e Hill (Clark e Hill, 1960) e Gálea (Gálea, 1981), aplicável a elementos submetidos a flexão em torno do eixo de maior inércia, constituídos por secções simétricas em relação ao eixo de menor inércia, com diversas condições de apoio e diversos tipos de carregamento. Através da equação (2.30) é possível determinar o valor de cálculo do momento crítico.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} \right\} \quad (2.30)$$

C_1 , C_2 e C_3 são coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos fletores e das condições de apoio (Simões, 2005).

k_z e k_w são fatores de comprimento efetivo dependentes das condições de apoio nas extremidades. O fator k_z refere-se a rotações nas secções extremas, em torno do eixo de menor inércia (eixo z-z) e k_w refere-se à restrição ao empenamento nas mesmas secções. Estes fatores variam entre 0.5 (deformações impedidas) e 1.0 (deformações livres), sendo iguais a 0.7 no caso de deformações livres numa extremidade e impedidas

na outra; como na maioria das situações práticas estas restrições são apenas parciais, conservativamente pode adotar-se sempre $k_z = k_w = 1.0$.

$z_g = (z_a - z_s)$, em que z_a e z_s são as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade, adotando valores positivos na parte comprimida e valores negativos se localizados na parte traccionada;

$z_j = z_s - \left(0.5 \int_A (y^2 + z^2) z dA\right) / I_y$ é um parâmetro que traduz o grau de assimetria da secção em relação ao eixo y-y, sendo nulo em vigas de secção duplamente simétrica (como a secção I ou H de banzos iguais) e tomando valores positivos quando o banzo com maior momento de inércia em torno do eixo z-z for o banzo comprimido, na secção de momento máximo (Simões, 2005).

2.6.1.4.3. Dimensionamento à flexão em elementos não restringidos lateralmente

A verificação da segurança de um elemento de secção transversal constante à encurvadura lateral, segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, consiste na verificação da condição (2.31).

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (2.31)$$

M_{Ed} corresponde ao valor máximo do momento fletor de cálculo e $M_{b,Rd}$ ao momento fletor resistente à encurvadura lateral, dado pela equação (2.32),

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.32)$$

sendo que: $W_y = W_{pl,y}$ para secções de classe 1 e 2;

$W_y = W_{el,y}$ para secções de classe 3;

$W_y = W_{eff,y}$ para secções de classe 4.

Por sua vez, χ_{LT} corresponde ao coeficiente de redução devido à encurvadura lateral e é determinado pela expressão (2.33) (CEN, 2005a),

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1.0 \quad (2.33)$$

onde $\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$ e $\bar{\lambda}_{LT}$ corresponde ao coeficiente de esbelteza normalizada para a encurvadura lateral, dado pelas equações (2.34), (2.35) e (2.36), consoante a classe da secção transversal.

- Para secções de classe 1 e 2;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} \quad (2.34)$$

- Para secções de classe 3

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} f_y}{M_{cr}}} \quad (2.35)$$

- Para secções de classe 4

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} f_y}{M_{cr}}} \quad (2.36)$$

α_{LT} corresponde ao fator de imperfeição dependente da curva de encurvadura e M_{cr} corresponde ao valor do momento crítico calculado de acordo com a equação (2.30). As curvas de encurvadura a adotar e que dependem da geometria da secção transversal do elemento, são indicadas no Quadro 2.4. Os valores de α_{LT} associados às diversas curvas são iguais aos valores de α definidos anteriormente, no dimensionamento de elementos à compressão (CEN, 2005a).

Quadro 2.4 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais quando é utilizada a equação (2.33) (CEN, 2005a).

Secção	Limites	Curva de encurvadura
Secções I ou H laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secções I ou H soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Outras secções	-	d

A verificação da encurvadura lateral no dimensionamento de um elemento submetido a flexão pode ser dispensada se for verificada uma das condições (2.37 a) ou (2.37 b):

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.2 \quad (2.37 \text{ a})$$

$$M_{Ed}/M_{cr} \leq 0.04 \quad (2.37 \text{ b})$$

2.6.1.5. Flexão composta

O comportamento de elementos estruturais sujeitos a flexão composta, resulta da combinação dos efeitos de esforços de compressão axial e flexão.

Em elementos com esbelteza elevada, submetidos a flexão composta com compressão, o colapso tende a dar-se por encurvadura por flexão (como acontece em elementos submetidos a compressão simples) ou por encurvadura lateral (típica de elementos submetidos a flexão) (Simões, 2005).

Num elemento submetido a flexão composta, para além dos deslocamentos e momentos de primeira ordem (obtidos com base na posição inicial), existem deslocamentos e momentos secundários adicionais (efeitos “P-δ”), que devem ser tidos em conta, se necessário, na análise estrutural e dimensionamento. Na Figura 2.12 ilustra-se o comportamento de um elemento, com uma curvatura inicial definida pelo deslocamento e_0 submetido a flexão e compressão. O diagrama de momentos representado inclui os momentos de primeira ordem, acrescidos dos momentos de segunda ordem resultantes do acréscimo de deformação transversal (Simões, 2005).

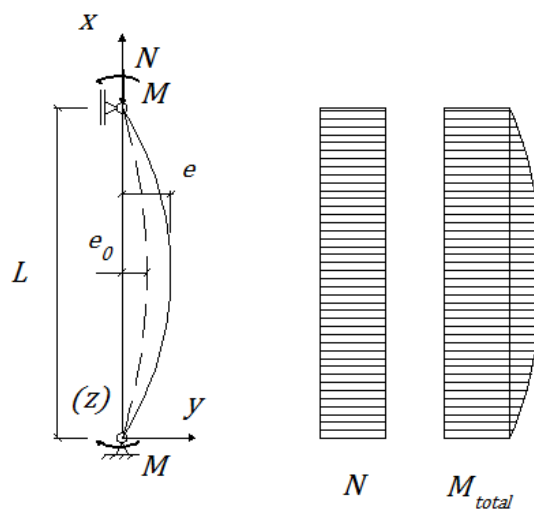


Figura 2.12 - Comportamento de um elemento submetido a flexão composta plana (Simões, 2005).

O comportamento de um elemento submetido a flexão composta com compressão resulta de uma interação de fenómenos de instabilidade e plasticidade, sendo ainda bastante influenciado pelas imperfeições geométricas e dos materiais. Tendo em conta o elevado grau de complexidade associado a este tipo de análise, as expressões regulamentares para a verificação da segurança de elementos submetidos a flexão composta com compressão, baseiam-se em fórmulas de interação ($M - N$), calibradas com base em resultados experimentais e numéricos. Assim a verificação da segurança à flexão composta é feita com base em expressões do mesmo tipo que a equação (2.38) (Simões, 2005).

$$f\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}, \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}, \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right) \leq 1.0 \quad (2.38)$$

Nesta equação, N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$, correspondem respetivamente aos esforços atuantes e N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ e $M_{z,Rd}$, correspondem aos esforços resistentes eventualmente condicionados pelos fenómenos de instabilidade associados. Nestas fórmulas surgem coeficientes que permitem entrar com a influência dos efeitos de segunda ordem (efeitos “P-δ”) e com a forma do diagrama de momentos fletores (Simões, 2005).

De acordo com a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, a verificação da resistência à encurvadura por flexão e à encurvadura lateral, num elemento com secção transversal duplamente simétrica sujeito a flexão composta com compressão, é efetuada através das equações (2.39) e (2.40),

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (2.39)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (2.40)$$

onde N_{Ed} corresponde ao valor de cálculo do esforço axial de compressão. $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ correspondem respetivamente aos valores de cálculo do momento fletor máximo, segundo os eixos y-y e z-z.

Em secções transversais de Classe 4, $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ correspondem respetivamente aos valores de cálculo do momento adicional atuante devido ao afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva e bruta, segundo os eixos y-y e z-z,

determinados de acordo com o Quadro 2.5. O seu valor depende da classe da secção assim como dos valores de N_{Rd} e M_{Rd} (CEN, 2005a).

χ_y e χ_z correspondem, respetivamente, aos coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão em torno dos eixos y-y e z-z.

Por sua vez, χ_{LT} corresponde ao coeficiente de redução devido à encurvadura lateral e k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} são fatores de interação dependentes dos fenómenos de instabilidade e plasticidade, obtidos de acordo com o Anexo A (Método 1) ou com o Anexo B (Método 2) da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005a).

Quadro 2.5 – Valores de $N_{Ed} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_{i,e} \Delta M_{i,Ed}$ (CEN, 2005a).

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

2.6.2. Verificação da resistência em situação de incêndio

Segundo a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, no domínio da resistência, o elemento mantém-se estável, durante a ocorrência de um incêndio, enquanto se verificar a relação (2.41).

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (2.41)$$

Como foi visto anteriormente, é essencial, determinar qual a classe da secção transversal de qualquer elemento para que possa ser quantificada a sua capacidade resistente. Em situação de incêndio, os critérios de classificação das secções à temperatura normal são válidos, no entanto, deve utilizar-se um valor reduzido de ε dado pela equação (2.42) (CEN, 2005b).

$$\varepsilon = 0.85 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (2.42)$$

2.6.2.1. Compressão

Está garantida a resistência ao fogo de um elemento com secção transversal uniforme comprimido enquanto se verificar a condição (2.43),

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,t,Rd}} \leq 1.0 \quad (2.43)$$

onde $N_{fi,Ed}$ corresponde ao valor de cálculo do esforço axial atuante em situação de incêndio e $N_{b,fi,t,Rd}$ corresponde ao valor de cálculo da resistência à encurvadura por flexão no instante t de um elemento comprimido (CEN, 2005b).

O valor de cálculo da resistência à encurvadura por flexão $N_{b,fi,t,Rd}$, é determinado através das equações (2.44) e (2.45), consoante a classe da secção transversal do elemento.

- Para secções de classe 1, 2 ou 3

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (2.44)$$

- Para secções de classe 4

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} A_{eff} k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (2.45)$$

χ_{fi} corresponde ao coeficiente de redução para a encurvadura por flexão, em situação de incêndio e é dado pela equação (2.46).

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\Phi_\theta + \sqrt{\Phi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \text{ mas } \chi_{fi} \leq 1.0 \quad (2.46)$$

Na expressão anterior, $\Phi_\theta = 0.5 \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right]$ e $\bar{\lambda}_\theta$ corresponde ao coeficiente de esbelteza normalizada para uma temperatura uniforme θ_a , dado pelas equações (2.47) e (2.48) (CEN, 2005b):

- Para secções de classe 1, 2 ou 3

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{A k_{y,\theta} f_y}{N_{cr,\theta}}} \quad (2.47)$$

- Para secções de classe 4

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{A_{eff} k_{y,\theta} f_y}{N_{cr,\theta}}} \quad (2.48)$$

α corresponde ao fator de imperfeição generalizado e $N_{cr,\theta}$ corresponde à carga crítica elástica para o plano mais condicionante, para uma temperatura uniforme θ_a , dada pela expressão (2.49). O fator de imperfeição α , em situação de incêndio, apenas depende da tensão de cedência f_y , a 20 °C, e é determinado pela expressão (2.50).

$$N_{cr,\theta} = k_{E,\theta} N_{cr} \quad (2.49)$$

$$\alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (2.50)$$

A Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 recomenda que o comprimento de encurvadura em situação de incêndio deva ser determinado como no cálculo à temperatura ambiente. No entanto, para estruturas contraventadas, em que cada piso constitua um compartimento de incêndio separado com resistência ao fogo suficiente, o comprimento de encurvadura $l_{cr,fi}$ de uma coluna contínua de um piso intermédio será $l_{cr,fi} = 0.5 L$ e no último piso o comprimento de encurvadura será $l_{cr,fi} = 0.7 L$, em que L é o comprimento da coluna no piso relevante (CEN, 2005b).

Nesta dissertação, sempre que foi necessário determinar $N_{cr,\theta}$, considerou-se que o comprimento de encurvadura de um elemento comprimido em situação de incêndio é idêntico ao comprimento do elemento estrutural em estudo.

2.6.2.2. Flexão em elementos não restringidos lateralmente

Está garantida a resistência ao fogo de um elemento com secção transversal constante sujeito a flexão segundo a direção de maior inércia, enquanto se verificar a condição (2.51).

$$\frac{M_{fi,Ed}}{M_{b,fi,t,Rd}} \leq 1.0 \quad (2.51)$$

$M_{fi,Ed}$ corresponde ao valor de cálculo do momento fletor atuante em situação de incêndio e $M_{b,fi,t,Rd}$ corresponde ao valor de cálculo da resistência de um elemento estrutural à encurvadura lateral no instante t .

O valor de cálculo da resistência à encurvadura lateral $M_{b,fi,t,Rd}$, é determinado através da equação (2.52), consoante a classe da secção transversal do elemento.

$$M_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{LT,fi} W_y k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (2.52)$$

Sendo: $W_y = W_{pl,y}$ em secções de classe 1 e 2;

$W_y = W_{el,y}$ em secções de classe 3;

$W_y = W_{eff,y}$ em secções de classe 4;

χ_{LT} corresponde ao coeficiente de redução devido à encurvadura lateral e é determinado pela equação (2.53) (CEN, 2005b).

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\Phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{\Phi_{LT,\theta,com}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2}} \text{ mas } \chi_{LT,fi} \leq 1.0 \quad (2.53)$$

Nesta equação, $\Phi_{LT,\theta,com} = 0.5 [1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2]$ onde $\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$ corresponde ao coeficiente de esbelteza normalizada para a encurvadura lateral para uma temperatura uniforme θ_a , dado pelas equações (2.54), (2.55) e (2.56), consoante a classe da secção transversal.

- Para secções de classe 1 e 2;

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} k_{y,\theta} f_y}{M_{cr,\theta}}} \quad (2.54)$$

- Para secções de classe 3;

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \sqrt{\frac{W_{el,y} k_{y,\theta} f_y}{M_{cr,\theta}}} \quad (2.55)$$

- Secções de classe 4;

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} k_{y,\theta} f_y}{M_{cr,\theta}}} \quad (2.56)$$

$M_{cr,\theta}$ corresponde ao momento crítico elástico de encurvadura lateral para uma temperatura uniforme θ_a e é determinado através da expressão (2.57).

$$M_{cr,\theta} = k_{E,\theta} M_{cr} \quad (2.57)$$

2.6.2.3. Flexão composta

Para que seja verificada a resistência ao fogo de um elemento estrutural sujeito a flexão composta com compressão, as condições (2.58) e (2.59), utilizadas para elementos estruturais de Classe 1 ou 2, ou as condições (2.60) e (2.61), utilizadas para elementos estruturais de Classe 3, devem ser verificadas.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1.0 \quad (2.58)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1.0 \quad (2.59)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1.0 \quad (2.60)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1.0 \quad (2.61)$$

Nestas condições, $\chi_{z,fi}$, $\chi_{min,fi}$ e $\chi_{LT,fi}$ já foram definidos anteriormente. Quanto aos fatores de interação k_y , k_z , k_{LT} são definidos pelas equações (2.62), (2.63) e (2.64), respetivamente (CEN, 2005b).

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3.0 \quad (2.62)$$

Para o eixo de maior inércia: $\mu_y = (2\beta_{M,y} - 5)\bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44\beta_{M,y} + 0.29 \leq 0.8$ com $\bar{\lambda}_{y,20^\circ\text{C}} \leq 1.1$.

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1.0 \quad (2.63)$$

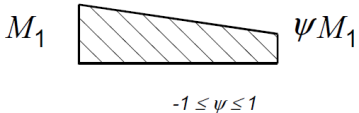
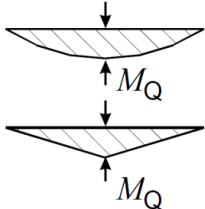
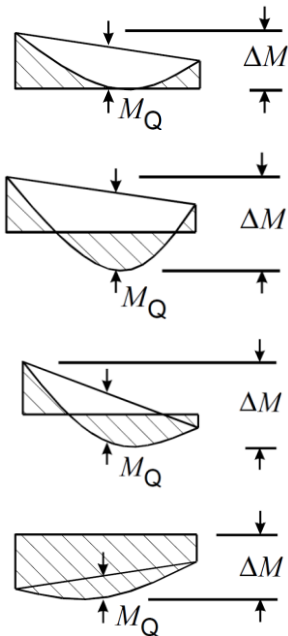
Para o eixo de menor inércia: $\mu_z = (1.2\beta_{M,z} - 3)\bar{\lambda}_{z,\theta} + 0.71\beta_{M,z} - 0.29 \leq 0.8$.

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1.0 \quad (2.64)$$

com: $\mu_{LT} = 0.15\bar{\lambda}_{z,\theta}\beta_{M,LT} - 0.15 \leq 0.9$.

Os coeficientes de momento uniforme equivalente β_M são determinados através do Quadro 2.6 (CEN, 2005b).

Quadro 2.6 – Coeficientes de momento uniforme equivalente (CEN, 2005b).

Diagrama de momentos	Coeficiente de momento uniforme equivalente β_M
Momentos nas extremidades	
	$\beta_M = 1.8 - 0.7\psi$
Momentos devidos a cargas laterais no plano	
	$\beta_{M,Q} = 1.3$ $\beta_{M,Q} = 1.4$
Momentos devidos a cargas laterais no plano e a momentos nas extremidades	
	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M \text{ devido unicamente à carga lateral}$ $\Delta M \begin{cases} \max M & \text{para diagrama de momentos sem mudança de sinal} \\ \max M + \min M & \text{para diagrama de momentos com mudança de sinal} \end{cases}$

Os procedimentos de cálculo para a verificação da resistência de elementos estruturais à encurvadura, estejam eles sujeitos a fenómenos de compressão, flexão ou ambos

simultaneamente, apresentados neste capítulo são limitados. São apenas aplicáveis para elementos estruturais metálicos com seção constante com condições de apoio simples assim como sujeitos a um carregamento considerado usual. Todos estes procedimentos são baseados em duas simplificações:

- I. O elemento estrutural, se estiver inserido numa estrutura, é separado e consequentemente analisado isoladamente em relação à globalidade da mesma e a influência da interação com a estrutura é tida em conta através de condições fronteira adequadas (como por exemplo, introdução de apoios, restrições ou cargas) nos nós (pontos de ligação com outros elementos), considerados para o cálculo da resistência do elemento à encurvadura.
- II. No caso de um elemento sujeito a flexão composta com compressão, a separação dos modos de encurvadura é a segunda simplificação que se faz neste procedimento. Os modos considerados “puros” de encurvadura, encurvadura por flexão e encurvadura lateral, são analisados individualmente, interagindo os dois através de fórmulas e fatores de interação presentes na Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, à temperatura normal e na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, em situação de incêndio (Szalai, 1993).

Para esquemas estruturais mais complexos, todos os procedimentos de cálculo necessários para a verificação da resistência, tanto para uma temperatura normal como para uma situação de incêndio, são apresentados de seguida.

2.7. Verificação da resistência de elementos metálicos não uniformes

2.7.1. Estudos em relação ao comportamento mecânico e verificação da resistência

Aqui, são apresentadas as principais dificuldades na verificação da resistência de elementos metálicos não uniformes assim como bibliografia de estudos já realizados, com o objetivo de as contornarem e garantir uma correta avaliação estrutural.

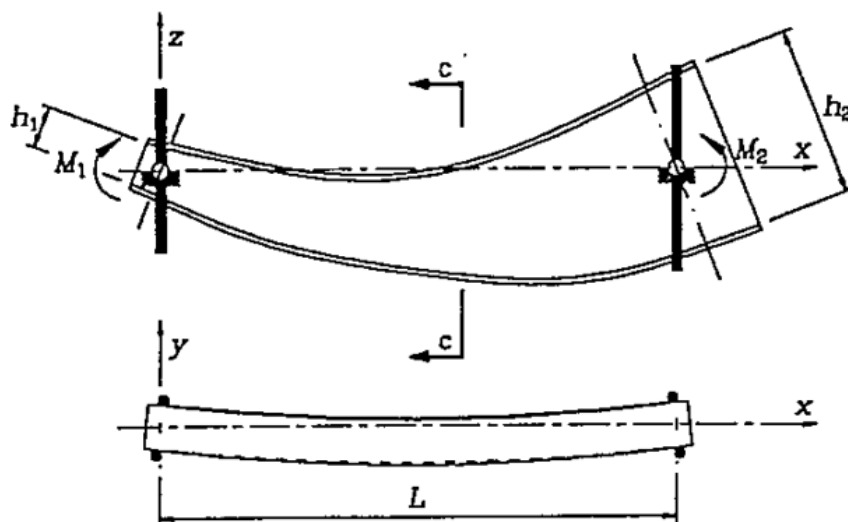


Figura 2.13- Elemento metálico não uniforme sujeito a momento fletor nas suas extremidades (Braham, 1997).

Como o próprio nome indica e como se pode observar na Figura 2.13, as características geométricas de um elemento metálico não uniforme não são constantes ao longo do seu comprimento, por isso, um dos principais problemas na verificação da resistência à encurvadura deste tipo de elementos é a definição da secção transversal crítica. Para isso, é necessário algum trabalho, de modo a que a racionalização da secção transversal e dos esforços originados pelo carregamento aplicado ao longo de todo o elemento seja bem determinada (Marques, 2012).

Surge então em bibliografia, algumas formulações, de maneira a aproximar um elemento de secção transversal não uniforme a um elemento estrutural uniforme, já que para os últimos, há bibliografia suficiente para que a avaliação da estabilidade estrutural seja feita corretamente.

Fazendo essa aproximação de um elemento estrutural não uniforme para um uniforme, a secção transversal passa a ser constante em todo o elemento onde a altura da alma é denominada de “equivalente” (h_{eq}). A determinação do valor da altura da alma equivalente depende da relação da altura mínima da alma (h_1) e da altura máxima (h_2). A equação (2.65) foi formulada para um diagrama de momentos linear (Braham, 1997).

$$h_{eq} = h_2 \sqrt{0.325 + 0.423 \frac{h_1}{h_2} + 0.253 \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2} \quad (2.65)$$

Outro dos problemas na verificação da estabilidade de elementos metálicos não uniformes é a determinação de uma curva de encurvadura adequada, como se pode

observar na Figura 2.14. Normalmente o que é feito em projeto, é adotar a curva de encurvadura mais restritiva, conduzindo um dimensionamento mais conservativo (Marques, 2012).

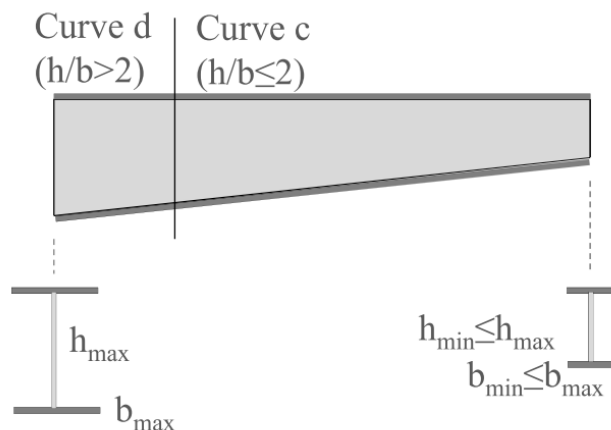


Figura 2.14- Variação da curva de encurvadura relevante ao longo de um elemento metálico não uniforme (Marques, 2012).

A verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais metálicos depende da resistência elástica de encurvadura do elemento e da esbelteza normalizada calculada. Logo, é necessária a determinação dos esforços críticos elásticos, mais uma dificuldade se se estiver perante condições especiais, como por exemplo tipos de carregamento não usuais, condições de suporte ou até mesmo características geométricas da secção transversal especiais (Marques, 2012).

Em elementos uniformes a sua quantificação é feita recorrendo a fórmulas simples, como por exemplo a equação (2.30) em que se tem em conta a distribuição de momentos e a contabilização das restrições é feita utilizando um certo comprimento de encurvadura. Isto não pode ser transposto para elementos não uniformes.

Um dos programas de cálculo que determinam o M_{cr} para situações consideradas não usuais, é o LT Beam N, utilizado no decorrer dos trabalhos desta dissertação (CTICM, 2014).

2.7.2. Método Geral à temperatura normal

O Método Geral presente na cláusula 6.3.4 da Parte 1-1 do Eurocódigo 3 é utilizado nos casos em que não sejam aplicáveis os métodos indicados na secção 2.6.1 desta dissertação, mais concretamente as cláusulas 6.1.1, 6.1.2 e 6.1.3 da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005a).

Este método permite a verificação da resistência à encurvadura de componentes estruturais tais como: elementos isolados com secção transversal monossimétrica (simples ou compostos, de secção uniforme ou variável e com quaisquer condições de apoio), ou pórticos planos ou estruturas porticadas secundárias constituídos por aqueles elementos, solicitados à compressão e/ou à flexão uniaxial no seu plano mas que não contêm rótulas plásticas com rotações não nulas (CEN, 2005a).

Como o alcance é tão alargado, podendo ser aplicado em componentes estruturais complexos (alguns são esquematizados na Figura 2.15), segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, é necessário o uso de programas de cálculo que utilizem como base de análise o Método de Elementos Finitos para calcular os parâmetros necessários para o método.

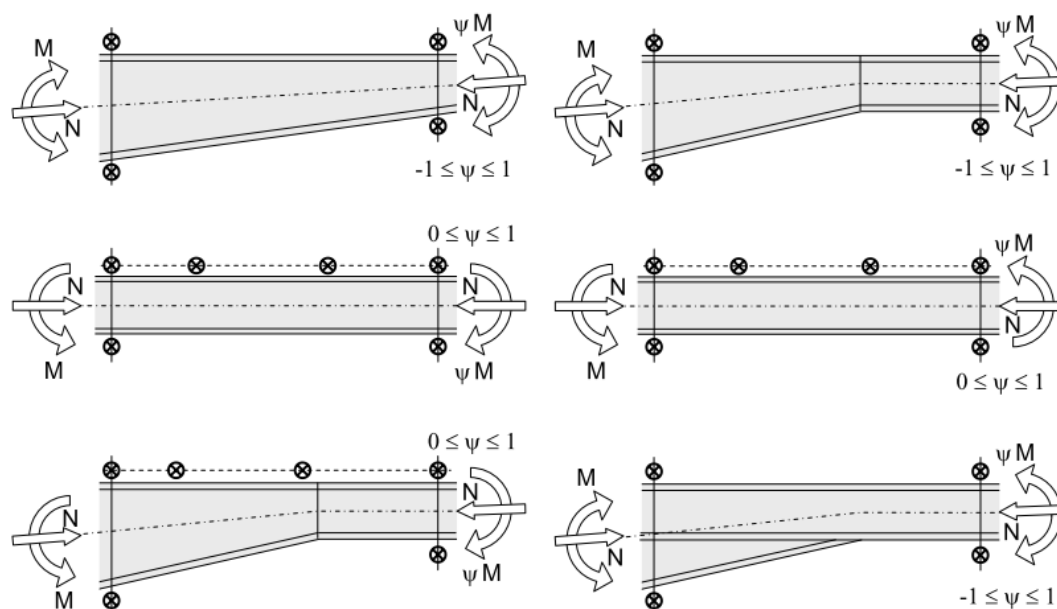


Figura 2.15- Exemplos estruturais em que se aplica o Método Geral (Galéa, 2005).

Na aplicação do Método Geral, existem algumas dificuldades derivadas da falta de clarificação de alguns conceitos presentes no respetivo Eurocódigo 3, o que pode levar a

uma análise conservativa, não rentabilizando a racionalização de esforços, principal vantagem deste tipo de elementos estruturais (Marques, 2012).

De seguida, serão apresentadas pormenorizadamente todas as etapas que compõem a verificação da resistência à encurvadura utilizando o Método Geral da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3.

2.7.2.1. Análise estrutural no plano de carregamento

O objetivo aqui é determinar o valor de cálculo dos esforços atuantes (E_d), originados pelo carregamento aplicado no componente estrutural, recorrendo a um dos tipos de análise apresentados na secção 2.2 desta dissertação. Consequentemente a esta quantificação, o valor de cálculo dos esforços E_d é comparado com o valor característico da resistência da secção transversal crítica (R_d) do elemento, considerando apenas o comportamento no plano de carregamento. Esta relação entre o valor característico da resistência na secção transversal mais crítica e o valor das ações de cálculo é expressa pelo fator de amplificação, $\alpha_{ult,k}$, dado pela equação (2.66) (Galéa, 2005; CEN, 2005a).

$$\alpha_{ult,k} = \frac{R_d}{E_d} \quad (2.66)$$

A equação (2.67) apresenta a situação de colapso.

$$\frac{\alpha_{ult,k} E_d}{R_d} = 1 \quad (2.67)$$

O fator de amplificação $\alpha_{ult,k}$, é determinado através da fórmula (2.68) que recorre a uma interação linear de esforços de compressão axial e de flexão (tipo de interação utilizada nesta dissertação) caso haja a presença desses dois tipos de carregamento (CEN, 2005a). A interação linear é representada graficamente pela Figura 2.16.

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{Rd}} \quad (2.68)$$

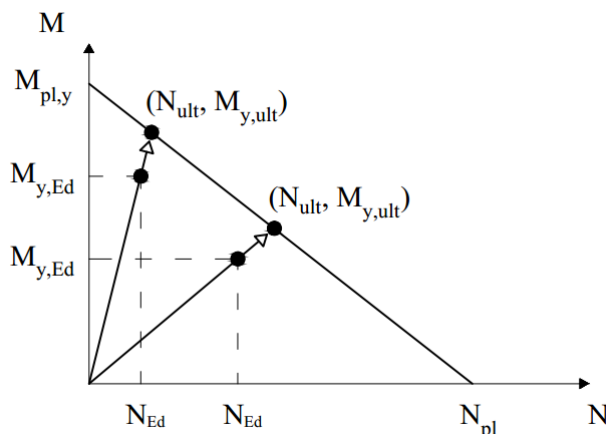


Figura 2.16 - Diagrama de interação M - N.

Para a quantificação dos esforços atuantes no elemento ou estrutura, durante a análise estrutural no plano de carregamento, os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições, globais e locais existentes, devem ser tomados em conta.

Foi feito um estudo nesta dissertação, apresentado na secção 3.3, de modo a compreender melhor qual a influência dos efeitos de segunda ordem na aplicação do Método Geral, tanto à temperatura normal como em situação de incêndio, questão essa que está por clarificar na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.

2.7.2.2. Análise estrutural fora do plano de carregamento

O comportamento fora do plano de carregamento é traduzido pelo fator mínimo de amplificação $\alpha_{cr,op}$. É conveniente dizer que o índice “*op*” significa “*out of plane*” e este fator corresponde ao valor mínimo do fator de amplificação a aplicar às ações de cálculo atuantes no plano para atingir a resistência crítica elástica do componente estrutural em relação à encurvadura por flexão fora do plano ou à encurvadura lateral, sem ter em conta a encurvadura por flexão no plano (CEN, 2005a).

Em casos estruturais complexos, como elementos estruturais não uniformes, recorre-se a uma análise de elementos finitos, com o auxílio de programas de cálculo automático, essenciais para a determinação deste fator. Tendo em conta uma possível interação linear entre os efeitos da encurvadura por flexão segundo o eixo fraco, resultante da aplicação de uma carga axial e da encurvadura lateral, resultante da aplicação de momento fletor, o fator $\alpha_{cr,op}$ poderá ser determinado de forma simplificada, segundo a

interação linear de Dunkerly representada pela Figura 2.17 (Bureau, 2007). Esta simplificação volta a ser abordada no Capítulo 3.

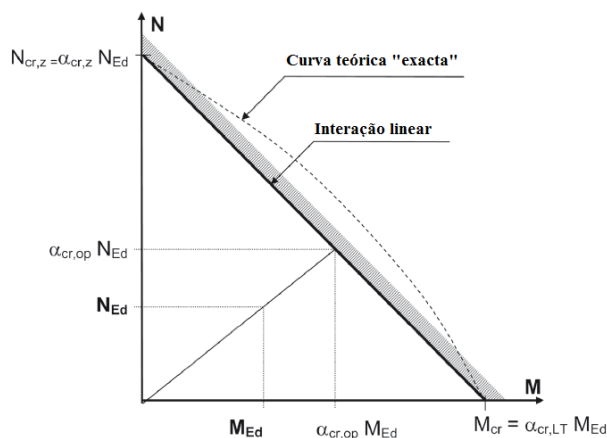


Figura 2.17 – Diagrama de interação M_{cr} - N_{cr} (modificado de (Bureau, 2007)).

2.7.2.3. Verificação da resistência global à encurvadura fora do plano

Após a determinação dos fatores de amplificação, $\alpha_{ult,k}$, e $\alpha_{cr,op}$ é necessário o cálculo da esbelteza normalizada global de um elemento ou subestrutura, associada à encurvadura fora do plano de carregamento, $\bar{\lambda}_{op}$, dado pela equação (2.69) (CEN, 2005a):

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (2.69)$$

Este parâmetro é usado na determinação do coeficiente de redução, χ_{op} , correspondente à esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{op}$, para ter em consideração a encurvadura por flexão ou a encurvadura lateral, utilizando a curva de encurvadura mais relevante e apropriada.

A Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3 apresenta dois procedimentos de cálculo para a determinação do coeficiente de redução χ_{op} , apresentados de seguida.

Método 1) Valor mínimo entre χ ou χ_{LT} , tratando-se, respetivamente, do coeficiente de redução para a encurvadura por flexão e o coeficiente de redução para a encurvadura lateral do mesmo componente estrutural. Para o cálculo do valor mínimo dos coeficientes de redução em questão é utilizada a esbelteza normalizada global $\bar{\lambda}_{op}$ (CEN, 2005a).

Método 2) Utilização de um valor interpolado entre os coeficientes de redução χ e χ_{LT} , notando que não é o processo mais recomendado segundo o ECCS TC8 (Marques, 2012; ECCS TC8, 2006). O processo iterativo termina quando se obtém convergência para o valor da resistência correspondente a cada valor dos coeficientes de redução.

Por fim, a verificação da resistência global à encurvadura fora do plano de um elemento estrutural é feita de acordo com a cláusula 6.3.4, da Parte 1-1 do Eurocódigo 3, apresentada pela equação (2.70) (CEN, 2005a).

$$\frac{\chi_{op}\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (2.70)$$

Contrariamente ao que se regista na verificação da resistência à encurvadura em elementos estruturais uniformes, as duas simplificações apresentadas anteriormente (a separação da análise dos modos “puros” de encurvadura assim como a análise dos elementos estruturais de forma isolada) não são consideradas no Método Geral.

Este método permite a resolução de problemas estruturais não usuais, com a inclusão dos dois modos de encurvadura na verificação da resistência, podendo ser aplicado para elementos estruturais isolados mas também para subestruturas ou modelos estruturais completos. Possibilita também a análise estrutural de elementos, carregamento ou condições de apoio irregulares (Galéa, 2005).

De seguida, como foco desta dissertação, é apresentada a proposta da Universidade de Aveiro para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio. Contrariamente ao que se regista na Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, na Parte 1 – 2 não há qualquer tipo de informação de como se poderá aplicar o Método Geral em situação de incêndio para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais não uniformes ou outro tipo de esquema estrutural não considerado usual.

Capítulo 3

*Método Geral em situação de
incêndio*

3 MÉTODO GERAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1. Introdução

3.2. Proposta do Método Geral em situação de incêndio

3.3. Análise de segunda ordem em situação de incêndio

3.3.1. Influência da amplitude da imperfeição geométrica equivalente na verificação da resistência à encurvadura

3.4. Validação do Método Geral em situação de incêndio, em elementos estruturais uniformes

3.4.1. Compressão

3.4.2. Flexão

3.4.3. Flexão composta com compressão

3. MÉTODO GERAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1. Introdução

Neste capítulo é apresentada uma proposta para a formulação do Método Geral, presente na cláusula 6.3.4 da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3 mas em situação de incêndio, tendo em conta a redução da resistência mecânica e da rigidez do aço com o aumento da temperatura.

Como foi apresentado anteriormente, para a aplicação do Método Geral, à temperatura normal, é necessária a quantificação do fator $\alpha_{ult,k}$, valor mínimo do fator responsável pela amplificação das ações de cálculo para se atingir o valor da resistência da secção transversal mais crítica do componente estrutural. Para isso é necessário ter em conta todos os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições globais e locais (CEN, 2005a). Em situação de incêndio, a contabilização dos efeitos referidos anteriormente não é clara. Neste capítulo, é apresentado um estudo analítico, elaborado com o objetivo de compreender qual a influência da amplitude de uma imperfeição geométrica equivalente (responsável pela contabilização dos efeitos de segunda ordem na análise estrutural) na verificação da resistência à encurvadura de um elemento estrutural metálico assim como apresentar uma possível proposta para a determinação do valor dessa amplitude. Contabilizando os efeitos de segunda ordem, em situação de incêndio, os valores de cálculo dos esforços atuantes são corretamente determinados assim como o fator de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$, determinante para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio.

No final deste capítulo, apresenta-se a validação da proposta feita para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, de modo a verificar a resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes, avaliando a proximidade dos resultados obtidos com aplicação da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3. Para a validação da proposta, consideraram-se elementos sujeitos unicamente à compressão, elementos uniformes sujeitos à flexão simples e finalmente elementos uniformes sujeitos a flexão composta com compressão (sempre segundo o eixo de maior inércia da secção transversal). O comprimento do elemento, o tipo de secção transversal e o carregamento aplicado, foram as variáveis consideradas para este estudo.

3.2. Proposta do Método Geral em situação de incêndio

A Parte 1 - 2 do Eurocódigo 3 não apresenta qualquer indicação de como pode ser aplicado o Método Geral, quanto à verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais. Seguindo os mesmos princípios que são utilizados à temperatura normal, propõe-se nesta secção uma formulação do Método Geral, tendo em conta a redução da resistência mecânica e da rigidez do aço devido ao efeito da temperatura, permitindo a sua utilização em situação de incêndio.

A resistência global à encurvadura fora do plano de qualquer componente estrutural em situação de incêndio é assegurada se a condição (3.1) for verificada. O campo de aplicação do Método Geral em situação de incêndio é idêntico ao que é apresentado na cláusula 6.3.4 da Parte 1 - 1 do Eurocódigo 3, cláusula que apresenta o Método Geral.

$$\frac{\chi_{op,fi} \alpha_{ult,\theta,k}}{\gamma_{M,fi}} \geq 1,0 \quad (3.1)$$

$\alpha_{ult,\theta,k}$ corresponde ao valor mínimo do fator de amplificação a aplicar às ações de cálculo em situação de incêndio, para se atingir o valor característico da resistência da secção transversal, a uma determinada temperatura θ_a do componente estrutural, considerando o seu comportamento no plano de carregamento sem ter em conta a encurvadura por flexão no plano lateral ou encurvadura lateral (por flexão-torção) mas tendo no entanto em conta todos os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições, globais e locais. Este fator é determinado pela equação (3.2), no caso de um componente estrutural sujeito a flexão composta com compressão axial.

$$\alpha_{ult,\theta,k} = \frac{1}{\frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{fi,Ed}}{M_{fi,Rd}}} \quad (3.2)$$

Na equação (3.2), $N_{fi,Ed}$ e $M_{fi,Ed}$ correspondem respetivamente aos valores de cálculo do esforço axial atuante e ao momento fletor atuante, em situação de incêndio. $N_{fi,Rd}$ e $M_{fi,Rd}$ correspondem respetivamente ao valor característico do esforço axial resistente e ao momento fletor resistente, em situação de incêndio.

Como foi dito anteriormente, todos os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições, globais e locais, devem ser contabilizados na quantificação dos esforços.

Na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, contrariamente ao que se regista na Parte 1 – 1, não é apresentada qualquer indicação de como é feita a determinação dos efeitos de segunda ordem, em situação de incêndio. Por isso no subcapítulo 3.3, é apresentada uma proposta para contabilizar esses efeitos, utilizando a mesma para a validação analítica da utilização do Método Geral para a verificação da resistência à encurvadura em elementos estruturais uniformes, considerando o efeito da temperatura.

Voltando à equação (3.1), $\chi_{op,fi}$ corresponde ao coeficiente de redução calculado para a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{op,\theta}$, para ter em consideração a encurvadura por flexão no plano lateral ou a encurvadura lateral (por flexão-torção), em situação de incêndio.

A esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{op,\theta}$ do componente estrutural deverá ser determinada a partir da expressão (3.3).

$$\bar{\lambda}_{op,\theta} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,\theta,k}}{\alpha_{cr,\theta,op}}} \quad (3.3)$$

Para isso é necessário quantificar os fatores de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$ (definido anteriormente) e o fator $\alpha_{cr,\theta,op}$. Este corresponde ao valor mínimo do fator de amplificação a aplicar às ações de cálculo atuantes no plano para atingir o carregamento crítico elástico do componente estrutural à encurvadura por flexão no plano lateral ou a encurvadura lateral (por flexão-torção), sem ter em consideração a encurvadura por flexão no plano, perante uma determinada temperatura θ_a . É determinado através da equação (3.4).

$$\alpha_{cr,\theta,op} = k_{E,\theta} \alpha_{cr,op} \quad (3.4)$$

Observa-se que a determinação do valor mínimo deste fator de amplificação depende do fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ_a , $k_{E,\theta}$. Isto deve-se ao facto de na determinação da carga crítica elástica de um elemento, apenas o módulo de elasticidade E_a (à temperatura normal) sofre alteração com a influência da temperatura. As características geométricas do elemento, as suas condições de apoio e a forma como é solicitado mantêm o seu valor.

Segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, para a determinação do coeficiente de redução χ_{op} é necessário recorrer a um de dois métodos de cálculo, apresentados anteriormente nesta dissertação.

Utilizando o primeiro método apresentado, o coeficiente de redução χ_{op} é igual ao valor mínimo dos coeficientes de redução χ e χ_{LT} , um associado à encurvadura por flexão e o outro associado à encurvadura lateral (ambos calculados com o valor da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{op}$). À temperatura normal, as determinações destes coeficientes de redução diferem na consideração do valor do fator de imperfeição α , já que a curva de encurvadura relevante não será a mesma.

Em situação de incêndio, esta divergência não ocorre, tanto para a determinação de χ_{fi} , coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio como para $\chi_{LT,fi}$, coeficiente de redução para a encurvadura lateral em situação de incêndio, porque o fator de imperfeição α apenas depende das características resistentes do material constituinte e é determinado através da equação (3.5).

$$\alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.5)$$

A equação (3.6) apresenta o cálculo de $\chi_{op,fi}$, coeficiente de redução calculado para a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{op,\theta}$, de modo a ter em consideração a encurvadura por flexão no plano lateral ou a encurvadura lateral (por flexão-torção) em situação de incêndio. O valor do fator Φ_θ , necessário para determinar o coeficiente de redução $\chi_{op,fi}$ é calculado através da equação (3.7), considerando a equação (3.5) para a determinação do fator α .

$$\chi_{y,fi} \text{ ou } \chi_{z,fi} = \chi_{LT,fi} = \chi_{op,fi} = \frac{1}{\Phi_\theta + \sqrt{\Phi_\theta^2 - \bar{\lambda}_{op,\theta}^2}} \quad (3.6)$$

$$\Phi_\theta = 0.5 \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{op,\theta} + \bar{\lambda}_{op,\theta}^2 \right] \quad (3.7)$$

3.3. Análise de segunda ordem em situação de incêndio

Conforme definido na cláusula 6.3.4 da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, a determinação do valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{ult,k}$, é feita tendo em conta todos os efeitos devidos às deformações geométricas no plano assim como às imperfeições, globais e locais, no plano de carregamento. Estes efeitos podem ser substituídos por imperfeições geométricas equivalentes, exceto aqueles que estejam já incluídos nas expressões da verificação da resistência (CEN, 2005a).

Em situação de incêndio, como não é claro qual o procedimento a adotar para a elaboração de uma análise de segunda ordem, é apresentado de seguida uma possível formulação para contabilizar o valor da amplitude de uma imperfeição geométrica equivalente, substituindo assim os efeitos de segunda ordem na análise estrutural em situação de incêndio. Este estudo, realizado para compreender qual a influência desta amplitude na verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais, foi feito inicialmente à temperatura normal e de seguida em situação de incêndio.

3.3.1. Influência da amplitude da imperfeição geométrica equivalente na verificação da resistência à encurvadura

3.3.1.1. À temperatura normal

Devido à influência das imperfeições geométricas resultantes do fabrico e/ou montagem de qualquer componente estrutural, mais concretamente em elementos sujeitos à compressão, existe uma determinada excentricidade que combinada com o valor de cálculo do esforço axial atuante N_{Ed} , provoca um momento fletor adicional, denominado de momento fletor de primeira ordem, dado pela equação (3.8),

$$M^I = e_0 N_{Ed} \quad (3.8)$$

onde e_0 representa o valor da amplitude da imperfeição geométrica do elemento (Maquoi e Rondal, 1978).

No colapso, a combinação entre a amplitude e_0 e o carregamento axial aplicado aumenta o deslocamento máximo que o elemento estrutural comprimido admite em relação ao seu centro de gravidade, originando um momento fletor de segunda ordem. A equação (3.9), mostra que a partir da quantificação do momento fletor de primeira

ordem, afetado por um fator de amplificação k , poderá obter-se o valor de cálculo do momento fletor de segunda ordem, considerando um elemento biarticulado com uma deformação inicial sinusoidal de amplitude e_0 . Este fator resulta da resolução da equação diferencial da elástica e é calculado através da equação (3.10), onde N_{Cr} corresponde à carga crítica de Euler de um elemento comprimido, já apresentada nesta dissertação (Maquoi e Rondal, 1978).

$$M^{II} = e_0 N_{Ed} k \quad (3.9)$$

$$k = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Cr}}} \quad (3.10)$$

Desta forma, é possível estabelecer a condição (3.11) em que a segurança de um elemento comprimido pode ser verificada. Na mesma condição, f_y corresponde ao valor de cálculo da tensão de cedência, A corresponde à área da secção transversal e por fim, w corresponde ao valor do módulo de flexão da secção transversal.

$$\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{N_{Ed} e_0 k}{w} \leq f_y \quad (3.11)$$

Como se pode observar na condição (3.11), a estabilidade de um elemento comprimido é garantida se o valor de cálculo das tensões atuantes for inferior ao valor de cálculo da tensão de cedência do material constituinte do elemento (Maquoi e Rondal, 1978).

Traduzindo a equação (3.11) para a linguagem de Eurocódigo, em que a verificação é feita em termos de esforços e não de tensões, estabelece-se, então a condição (3.12).

$$\frac{N_{Ed}}{A f_y} + \frac{N_{Ed} e_0 k}{w f_y} \leq 1.0 \quad (3.12)$$

Para a aplicação do Método Geral, mais concretamente na determinação do fator de amplificação $\alpha_{ult,k}$, é necessária a contabilização dos efeitos de segunda ordem no plano de carregamento, como foi dito anteriormente.

Para isso, segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, considera-se uma imperfeição geométrica equivalente para a substituir a influência dos efeitos de segunda ordem na análise estrutural de um elemento, exceto aqueles que estejam já incluídos nas expressões da verificação da resistência à encurvadura. A correta determinação do valor da amplitude dessa imperfeição equivalente é essencial.

Foram consideradas duas formas distintas para a quantificação do valor da amplitude da imperfeição geométrica equivalente e_0 , de acordo com a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3:

- 1) considerando uma imperfeição local associada à encurvadura por flexão no elemento comprimido, determinando o valor da amplitude e_0 através do Quadro 5.1 presente na Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005a);
- 2) considerado uma imperfeição única, simultaneamente global e local no elemento comprimido, com a configuração do modo crítico de instabilidade elástica η_{cr} , determinando o valor da amplitude e_0 através da equação (5.10) da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3 (CEN 2005a).

3.3.1.2. Imperfeição local, associada à encurvadura por flexão, de amplitude e_0 / L

Como foi dito anteriormente, recorrendo à Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3 foram utilizadas duas formas distintas para determinar o valor da amplitude e_0 . Uma delas foi por intermédio do Quadro 5.1, presente na Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3 (nesta dissertação representado pelo Quadro 3.1) onde são indicados os valores de cálculo da amplitude da imperfeição geométrica local do elemento, associada à encurvadura por flexão, em que l corresponde ao comprimento do elemento em questão. (CEN, 2005a)

Quadro 3.1 - Valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais e_0 / L para elementos estruturais (CEN, 2005a).

Curva de encurvadura de acordo com o Quadro 6.2 da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3	Análise elástica	Análise plástica
	e_0 / L	e_0 / L
a_0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

3.3.1.3. Imperfeição única, simultaneamente global e local com a configuração do modo crítico de instabilidade elástica η_{cr}

Nesta segunda metodologia de cálculo, a determinação da amplitude e_0 é feita pela equação 5.10 da cláusula 5.3.2, presente na Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, descrita nesta dissertação pela equação (3.13) (CEN, 2005a).

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \text{ para } \bar{\lambda} > 0.2 \quad (3.13)$$

Substituindo $\gamma_{M1} = 1.0$, obtém-se a equação (3.14).

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} \text{ para } \bar{\lambda} > 0.2 \quad (3.14)$$

Mais uma vez, ao substituir $M_{Rd} = w f_y$ e $N_{Rd} = A f_y$, na equação (3.14), obtém-se a equação (3.15), utilizada no decorrer do estudo em questão.

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) \frac{w}{A} \text{ para } \bar{\lambda} > 0.2 \quad (3.15)$$

Para estudar a influência das metodologias apresentadas para o cálculo da amplitude da imperfeição equivalente na verificação da resistência de um elemento à compressão, considerou-se um perfil HE 220 B (na prática, um perfil correntemente utilizado para este tipo de elementos estruturais).

A Figura 3.1 apresenta as dimensões da secção transversal do respetivo perfil, que se mantêm constantes ao longo do comprimento do elemento, assim como as suas características resistentes, à temperatura normal.

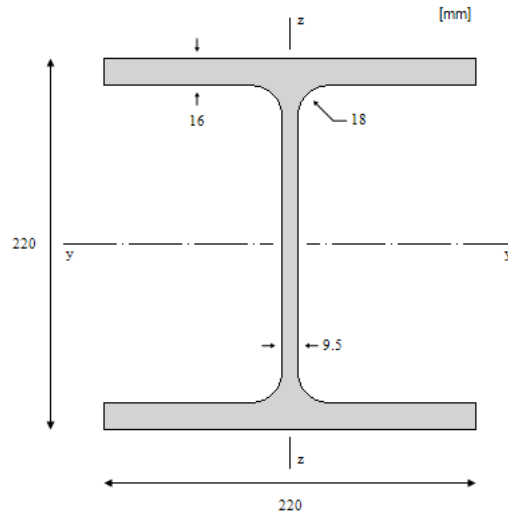


Figura 3.1 - Secção transversal do perfil HE 220 B.

O Quadro 3.2 apresenta todas as características geométricas e resistentes, necessárias para este estudo.

Quadro 3.2 - Dados relevantes para a realização do estudo.

Perfil	HE 220 B
Classe da secção	1
Tipo de Análise	Plástica
$A \text{ (mm}^2\text{)}$	9100
$I_{y-y} \text{ (mm}^4\text{)}$	80910000
$I_{z-z} \text{ (mm}^4\text{)}$	2840000
$W_{pl,y-y} \text{ (mm}^3\text{)}$	827000
$W_{pl,z-z} \text{ (mm}^3\text{)}$	393900
$E_a \text{ (GPa)}$	210
$f_y \text{ (MPa)}$	355
Comprimento (m)	5
Curva de encurvadura y – y	b
Curva de encurvadura z – z	c
Fator de imperfeição y – y	0.34
Fator de imperfeição z – z	0.49

Como pode ser observado pelo Quadro 3.2, a classe da secção transversal do perfil HE 220 B é de Classe 1, à compressão. Isto levou a que se tenha considerado uma análise plástica na determinação dos valores característicos da resistência do perfil em causa.

3.3.1.4. Cálculo das amplitudes da imperfeição geométrica

O Quadro 3.3, apresenta os valores de cálculo da amplitude e_0 recorrendo às duas metodologia de cálculo, segundo os eixos y-y e z-z.

Quadro 3.3 – Cálculo do valor da amplitude e_0 de acordo com a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3.

Cálculo de e_0 segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3			
Metodologia considerada		Eixo y-y	Eixo z-z
Quadro 3.1		0.025 m	0.033 m
Equação (3.15)		0.015 m	0.021 m

A Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, possibilita ainda uma terceira alternativa para que os efeitos associados a imperfeições iniciais, globais e locais, em elementos estruturais sejam substituídos na análise estrutural por um sistema de forças equivalentes aplicados no mesmo elemento. Procede-se à aplicação de um carregamento uniformemente distribuído, como se pode observar na Figura 3.2, denominado de q_0 e o seu valor de cálculo é determinado através da equação (3.16).

$$q_0 = \frac{8 N_{Ed} e_0}{l^2} \quad (3.16)$$

De forma a verificar a validade da determinação do valor de cálculo do momento de segunda ordem através da expressão (3.9), recorreu-se a um programa de cálculo, o LTBeamN (CTICM, 2014), que permite efetuar análises de segunda ordem. Na Figura 3.2 apresenta-se o modelo estrutural considerado para uma coluna comprimida com a aplicação do valor do carregamento uniformemente distribuído equivalente q_0 , determinado pela equação (3.16).

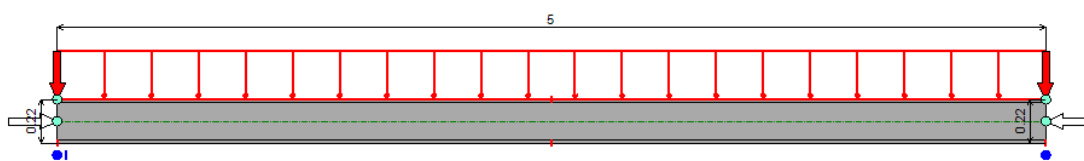


Figura 3.2 – Esquema estrutural adotado no programa LT BeamN (CTICM, 2014).

Considerando os efeitos de segunda ordem no plano de carregamento (eixo y-y), no Quadro 3.4 compara-se o valor de cálculo do momento fletor de segunda ordem obtido com a equação (3.9) e utilizando o Quadro 3.1 para a determinação do valor da amplitude e_0 , com o valor de cálculo do momento fletor de segunda ordem, dado pelo LT Beam N, aplicando o carregamento uniforme q_0 .

Analogamente, no Quadro 3.5 o valor de cálculo do momento fletor de segunda ordem obtido com a equação (3.9) e utilizando a equação (3.15) para a determinação do valor da amplitude e_0 , é comparado com o valor de cálculo do momento fletor de segunda ordem dado pelo mesmo programa de cálculo, aplicando um carregamento uniforme q_0 .

Para a mesma comparação, manteve-se a secção transversal já descrita e arbitrou-se, por hipótese, um valor de cálculo do esforço axial atuante N_{Ed} , igual a 100 kN.

Quadro 3.4 - Comparação do valor do momento fletor atuante entre a equação (3.9) e a equação (3.16), utilizando o Quadro 3.1 para o cálculo de e_0 .

Direção	Momento fletor de segunda ordem (equação (3.9))				Momento fletor de segunda ordem (q_0)	
	e_0	N_{cr}	k	$N_{Ed} e_0 k$	q_0	$M_{Ed} LT Beam$
	(m)	(kN)		(kN.m)	(kN/m)	(kN.m)
Eixo y-y	0.025	67707.817	1.015	2.538	0.800	2.539

Quadro 3.5 - Comparação do valor do momento fletor atuante entre a equação (3.9) e a equação (3.16), utilizando a equação (3.15) para o cálculo de e_0 .

Direção	Momento fletor de segunda ordem (equação (3.9))				Momento fletor de segunda ordem (q_0)	
	e_0	N_{cr}	k	$N_{Ed} e_0 k$	q_0	$M_{Ed} LT Beam$
	(m)	(kN)		(kN.m)	(kN/m)	(kN.m)
Eixo y-y	0.015	6707.817	1.015	1.549	0.488	1.549

Após a observação dos quadros anteriores, verifica-se que o valor de cálculo do momento fletor de segunda ordem determinado pela equação (3.9), independentemente

da forma como é determinado o valor da amplitude e_0 , é semelhante ao que é dado pelo LT Beam N. Esta conclusão valida a mesma equação para a determinação do valor de cálculo do momento fletor de segunda ordem.

Numa segunda fase, de modo a perceber qual a metodologia mais indicada para a determinação da amplitude geométrica e_0 é estudada a influência desta na verificação da resistência à encurvadura por flexão de um elemento estrutural comprimido. Optou-se pela construção de curvas de encurvadura, cada uma contabilizando os efeitos de segunda ordem no plano de carregamento, considerando uma imperfeição geométrica equivalente, cuja amplitude é determinada com cada uma das metodologias apresentadas nas secções 3.3.1.2 e 3.3.1.3 desta dissertação. Estas curvas de encurvadura são comparadas com a cláusula 6.3.1 da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3. Toda a dedução necessária para a construção das curvas de encurvadura é apresentada de seguida, tendo como ponto de partida a equação (3.12), lembrada aqui pela equação (3.17a).

$$\frac{N_{Ed}}{A f_y} + \frac{N_{Ed} e_0 k}{w f_y} \leq 1.0 \quad (3.17 a)$$

No colapso, considera-se $N_{Ed} = \chi A f_y$, logo a equação (3.17a) é substituída pela equação (3.17.b).

$$\frac{\chi A f_y}{A f_y} + \frac{\chi A f_y e_0 k}{w f_y} = 1.0 \quad (3.17 b)$$

Resultado da simplificação da equação (3.17 b) é a equação (3.17 c).

$$\chi + \chi e_0 k \frac{A}{w} = 1.0 \Leftrightarrow \chi = \frac{1}{1 + e_0 k \frac{A}{w}} \quad (3.17 c)$$

É então necessário determinar os parâmetros da equação (3.17 c). Quanto à determinação do fator k , esta é feita segundo a equação (3.17 d), considerando $N_{Ed} = \chi A f_y$ e $N_{Cr} = \frac{A f_y \chi}{\bar{\lambda}^2}$.

$$k = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Cr}}} \Leftrightarrow k = \frac{1}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \quad (3.17 d)$$

Para a determinação do valor da amplitude e_0 , como foi dito anteriormente, consideraram-se duas metodologias de cálculo, uma recorrendo à equação (3.15) e outra

recorrendo ao Quadro 3.1. Para a construção da curva de encurvadura relevante, para a verificação da resistência à encurvadura de um elemento estrutural comprimido, considerando a equação (3.15) para a determinação da amplitude e_0 e com a determinação do fator k através da equação (3.17d), a equação (3.17 c) é substituída pela equação (3.17 e).

$$\chi = \frac{1}{1+e_0 k \frac{A}{W}} \Leftrightarrow \chi = \frac{1}{1+\alpha(\bar{\lambda}-0.2) \frac{W}{A} \frac{1}{1-\chi \bar{\lambda}^2} \frac{A}{W}} \Leftrightarrow \chi = \frac{1}{1+\alpha(\bar{\lambda}-0.2) \frac{1}{1-\chi \bar{\lambda}^2}} \quad (3.17 e)$$

Admitindo o Quadro 3.1 para a determinação do valor da amplitude e_0 , pode-se observar que este está em função do tipo de análise estrutural, do comprimento do elemento e de um divisor, dependente da curva de encurvadura mais relevante, denominado neste estudo por x . Então, para a curva de encurvadura b e realizando uma análise plástica, o valor de x é 200 (como apresentado no Quadro 3.2). Segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, considera-se a amplitude e_0 igual a $\frac{l}{200}$, em que l corresponde ao comprimento do elemento. Mais uma vez, a curva de encurvadura, responsável pela representação da influência da imperfeição geométrica na verificação da resistência à encurvadura de uma coluna comprimida, é dada pela equação (3.17 g), quando o valor da amplitude geométrica e_0 é calculado através do Quadro 3.1. A equação (3.17 i) apresenta a determinação do comprimento l em função da equação da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$, dada pela equação (3.17 h).

$$\chi = \frac{1}{1+e_0 k \frac{A}{W}} \Leftrightarrow \chi = \frac{1}{1+\frac{l}{x} \frac{1}{1-\chi \bar{\lambda}^2} \frac{A}{W}} \quad (3.17 g)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A f_y}{\left(\frac{\pi^2 EI}{l^2}\right)}} \quad (3.17 h)$$

$$l = \frac{\pi \sqrt{EI} \bar{\lambda}}{\sqrt{A} \sqrt{f_y}} \quad (3.17 i)$$

Para a representação gráfica das equações (3.17 e) e (3.17 g), é necessário isolar num só membro o coeficiente χ . Utilizou-se uma ferramenta de manipulação matemática para esse fim devido à complexidade apresentada. Na Figura 3.3 são apresentadas as curvas de encurvadura resultantes das equações (3.17 e) e (3.17 g). Como foi dito, estas são comparadas com a curva de encurvadura adequada para o perfil em questão, segundo a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, de forma a estudar qual a melhor forma de contabilizar os

efeitos de segunda ordem na verificação da resistência à encurvadura por flexão de um elemento estrutural metálico comprimido.

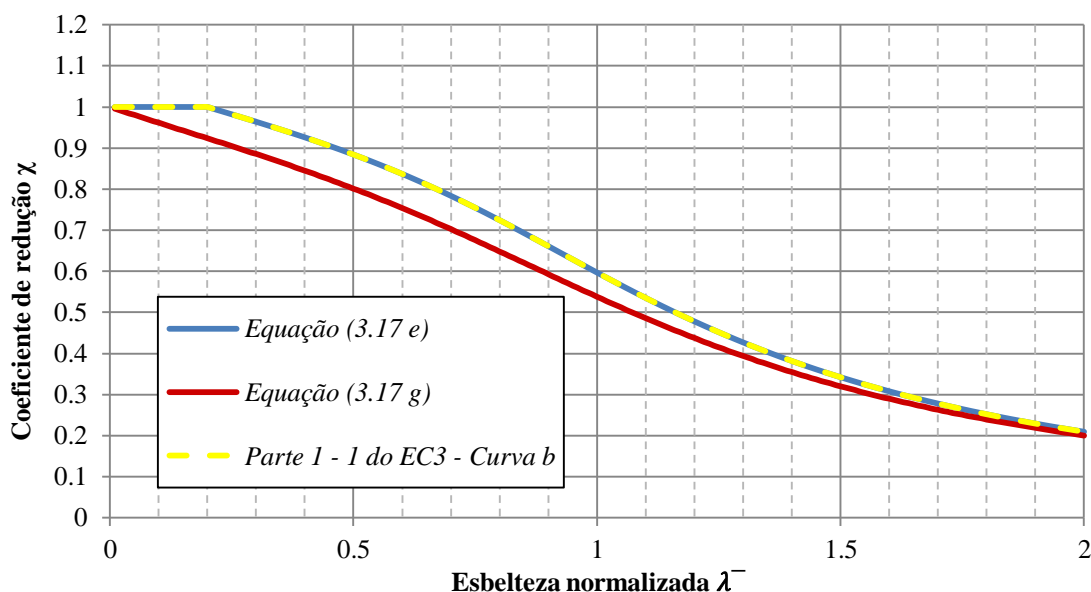


Figura 3.3 - Curvas de encurvadura representativas da verificação da resistência de uma coluna comprimida.

Observa-se então que a curva de encurvadura resultante da equação (3.17 e), que tem em conta os efeitos de segunda ordem, considerando uma imperfeição geométrica equivalente, cuja amplitude é determinada a partir da equação (3.15), sobrepõe-se à curva de encurvadura representativa da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3. Isto é, a verificação da resistência à encurvadura por flexão de um elemento estrutural comprimido pode ser feita de ambas as formas: ou segundo a equação (3.12), tendo em conta os efeitos de segunda ordem através de uma imperfeição geométrica equivalente, cuja amplitude e_0 é determinada pela equação (3.15), ou pela cláusula 6.3.1 da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3. Esta igualdade de resultados valida a equação (3.15) para a determinação da amplitude geométrica e_0 de uma imperfeição geométrica equivalente, utilizada para substituir os efeitos de segunda ordem na análise estrutural de um elemento estrutural metálico. Esta conclusão será importante para a validação da proposta do Método Geral em situação de incêndio para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes. Por outro lado, a curva de encurvadura resultante da equação (3.17 g) em que a amplitude e_0 é determinada recorrendo ao Quadro 3.1, apresenta ser mais conservadora do que a cláusula 6.3.1, presente na Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, excluindo esta metodologia para o decorrer dos estudos seguintes.

3.3.1.5. Em situação de incêndio

O mesmo estudo repete-se mas agora tendo em conta o efeito da temperatura. Para isso, as características resistentes do material são reduzidas através da aplicação de fatores de redução das propriedades mecânicas do aço a altas temperaturas. Os efeitos de segunda ordem, numa situação de incêndio são novamente contabilizados para a determinação dos esforços máximos atuantes e consequentemente para a determinação do valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$. Este estudo analítico foi feito para uma temperatura igual a 500 °C e o Quadro 3.6 apresenta o valor de cálculo dos parâmetros resistentes, $f_{y,\theta}$ e $E_{a,\theta}$, assim como o valor dos respetivos fatores de redução, para este nível de temperatura

Quadro 3.6 - Valores dos fatores de redução dos parâmetros resistentes e respetivo valor de cálculo dos mesmos, para 500 °C.

$k_{y,\theta}$	0.780
$k_{E,\theta}$	0.600
$f_{y,\theta} (MPa)$	276.9
$E_{a,\theta} (GPa)$	126
Fator de imperfeição α a 500 °C	0.529

De forma a elaborar um estudo semelhante ao anterior, a equação (3.12) é então substituída pela equação (3.18) e o fator de amplificação k é substituído por k_θ , determinado segundo a equação (3.19).

$$\frac{N_{fi,Ed}}{A f_y k_{y,\theta}} + \frac{N_{fi,Ed} e_0 k_\theta}{w f_y k_{y,\theta}} \leq 1.0 \quad (3.18)$$

$$k_\theta = \frac{1}{1 - \frac{N_{fi,Ed}}{N_{Cr,\theta}}} \text{ com } N_{Cr,\theta} = \frac{\pi^2 E k_{E,\theta} I}{L^2} \quad (3.19)$$

Como foi concluído com o estudo anterior, a verificação da resistência à encurvadura por flexão de um elemento estrutural comprimido pode ser feita de duas formas: ou recorrendo à equação (3.12), contabilizando os efeitos de segunda ordem através de uma imperfeição geométrica equivalente com uma determinada amplitude e_0 , calculada através da equação (3.15), ou pela cláusula 6.3.1 da Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3.

Como a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 não apresenta qualquer tipo de formulação para a contabilização dos efeitos de segunda ordem em situação de incêndio, os Quadros 3.7 e 3.8 apresentam uma comparação entre a cláusula 4.2.3.2 da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 e os resultados provenientes da equação (3.18), na verificação da resistência à encurvadura por flexão de um elemento comprimido. O valor considerado para a amplitude e_0 é de 0.015 m (como pode ser observado no Quadro 3.3), o mesmo que calculado para uma temperatura normal e considerando o eixo y-y como o plano de carregamento. O objetivo desta comparação de resultados é verificar se o valor da amplitude e_0 de uma imperfeição geométrica equivalente é afetado pelo efeito da temperatura ou não.

Quadro 3.7 – Verificação da resistência de uma coluna através da equação (3.18).

$N_{fi,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Ed}$ (kN)	$M_{fi,Rd}$ (kN.m)	$N_{fi,Ed} e_0 k_\theta$ (kN.m)	$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,Rd}} + \frac{N_{fi,Ed} e_0 k_\theta}{M_{fi,Rd}}$
2519.790	100.000	228.996	1.565	0.047

Quadro 3.8 – Verificação da resistência de uma coluna através da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.

$\bar{\lambda}_{\theta,y}$	φ_θ	χ_{fi}	$N_{b,fi,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Ed}$ (kN)	$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,Rd}}$
1.022	1.292	0.480	1209.885	100.000	0.083

Os resultados dos Quadro 3.7 e 3.8 apresentam uma divergência entre a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 e a equação (3.18), para a verificação da resistência à encurvadura de um elemento estrutural comprimido, em situação de incêndio, quando considerado o valor da amplitude e_0 calculado para uma temperatura normal. É então necessário ter em conta o efeito da temperatura na determinação da amplitude de uma imperfeição geométrica equivalente de modo a que possa ser feita uma análise de segunda ordem, em situação de incêndio.

Para a correta determinação da amplitude de uma imperfeição geométrica equivalente para uma situação de incêndio, apresenta-se a equação (3.20) onde $\bar{\lambda}_\theta$ representa a esbelteza normalizada para uma determinada temperatura θ_a .

$$e_{0_\theta} = \alpha \bar{\lambda}_\theta \frac{W}{A} \text{ com } \alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.20)$$

Analogamente ao que se fez à temperatura normal, para validar esta nova proposta para o cálculo da amplitude geométrica de uma imperfeição geométrica equivalente, substituindo assim os efeitos de segunda ordem em situação de incêndio, são construídas duas curvas de encurvadura, apresentadas na Figura 3.4, em que uma delas é referente à cláusula 4.2.3.2 da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 e a outra é referente à equação (3.21), obtida através da formulação da equação (3.17 e), tendo em conta o efeito da temperatura.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{1+\alpha \bar{\lambda}_\theta \frac{1}{1-\chi_{fi} \bar{\lambda}_\theta^2}} \text{ com } \alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.21)$$

Mais uma vez, de forma a isolar χ_{fi} , recorreu-se a uma ferramenta de manipulação matemática.

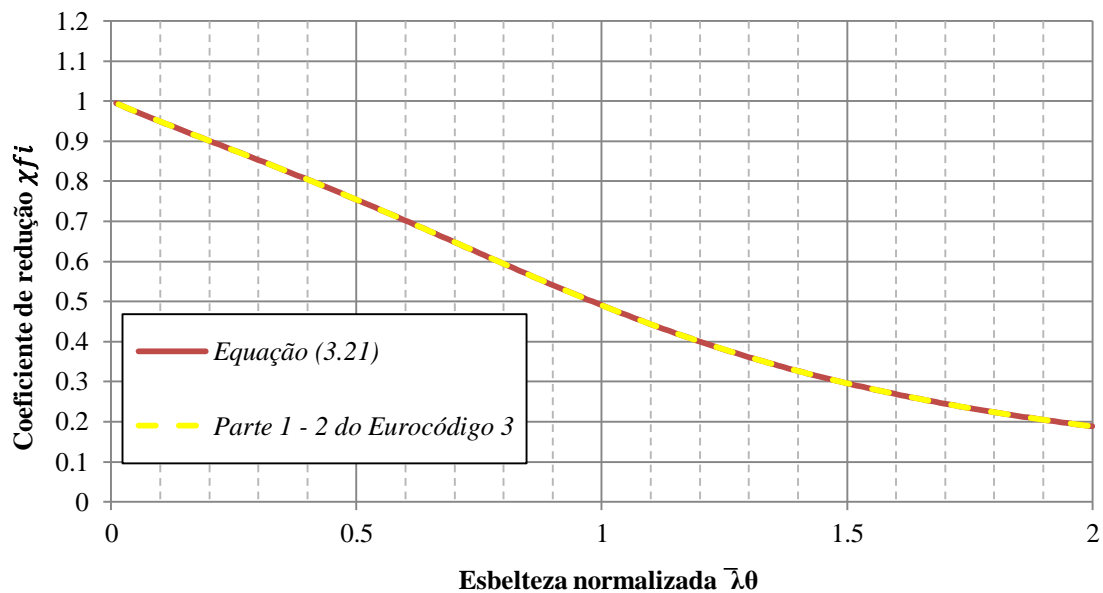


Figura 3.4 - Curvas de encurvadura representativas da verificação da resistência de uma coluna comprimida em situação de incêndio.

As curvas de encurvadura associadas a cada tipo de verificação da resistência à encurvadura por flexão de um elemento estrutural comprimido, em situação de incêndio, coincidem na sua totalidade. Conclui-se então que a verificação da resistência à encurvadura por flexão, em situação de incêndio pode ser feita de duas formas: ou através da equação (3.21) tendo em conta os efeitos de segunda ordem através de uma imperfeição geométrica equivalente, cuja amplitude $e_{0\theta}$ é determinada através da equação (3.20) ou pela cláusula 4.2.3.2 da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3. É então

validada a equação (3.20) para a determinação da amplitude geométrica $e_{0\theta}$ e esta conclusão é importante para a avaliação da resistência ao fogo de um elemento estrutural em situação de incêndio, segundo o domínio da resistência (já apresentado). Isto é, para uma determinada temperatura, poderá ser feita uma análise de segunda ordem, tendo em conta todos os efeitos devidos às deformações geométricas no plano assim como às imperfeições, globais e locais, no plano de carregamento. Consequentemente são determinados os valores de cálculo dos esforços atuantes no componente estrutural, necessários para a determinação do valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$, na aplicação do Método Geral em situação de incêndio

3.4. Validação do Método Geral em situação incêndio, em elementos estruturais uniformes

Com o estudo anterior mostra-se que é possível efetuar uma análise de segunda ordem, em situação de incêndio. Caso seja necessário, todos os efeitos de segunda ordem, no plano de carregamento, são tidos em conta para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio.

De forma a validar a proposta apresentada para a aplicação do Método Geral, em situação de incêndio, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes, foi realizado um estudo paramétrico em que se comparou os resultados obtidos pelo Método Geral com os resultados da aplicação das cláusulas da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3. As variáveis consideradas para o estudo paramétrico foram: o comprimento do elemento, o tipo de secção transversal (constante ao longo do comprimento) e tipo de carregamento aplicado. Para compreender qual a influência da última variável mencionada, a validação analítica foi feita para elementos estruturais uniformes comprimidos, sujeitos a flexão e sujeitos a flexão composta com compressão (sempre segundo o eixo forte da secção transversal do elemento).

3.4.1. Compressão

Considerou-se um elemento estrutural metálico uniforme comprimido, com um esquema estrutural idêntico ao que é apresentado na Figura 3.5.

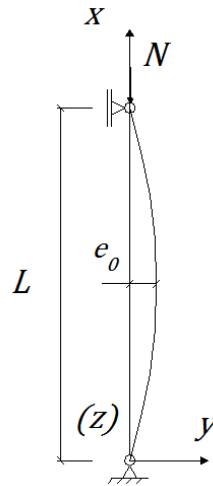


Figura 3.5 - Elemento estrutural comprimido.

Na iminência do colapso do elemento, o valor de cálculo da resistência de um elemento comprimido (valor este que é reduzido pela aplicação do coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão, para uma dada temperatura θ_a , χ_{fi}) é igual ao valor de cálculo dos esforços atuantes, em situação de incêndio. A equação (3.22) apresenta, analiticamente, o que foi dito anteriormente.

$$N_{fi,Ed} = \chi_{fi} A f_y k_{y,\theta} \quad (3.22)$$

Como foi dito anteriormente, o comprimento do elemento, o tipo de secção transversal e o carregamento aplicado foram as variáveis consideradas neste estudo. O Quadro 3.9 apresenta quais as secções transversais consideradas.

Quadro 3.9 - Secções transversais consideradas.

Secção transversal (ArcelorMittal)
HE 220 B
IPE 160
HE 120 A
HE 160 A
HE 180 B
HE 260 B
HE 320 B
HE 340 B
HE 360 B

As secções transversais apresentadas no Quadro 3.9, são de Classe 1, tanto à compressão como à flexão (em ambas as direções). Para a variação do comprimento dos elementos, o valor da esbelteza normalizada segundo o eixo fraco da secção transversal, $\bar{\lambda}_{\theta,z}$, para uma temperatura de 500°C, tomou valores iguais a 0.5, 1, 1.5, 2 e 2.5. Todo o estudo paramétrico foi feito apenas considerando um aço do tipo S355.

No caso de elementos comprimidos, quando não são contabilizados os efeitos de segunda ordem, não há o aparecimento de nenhum outro tipo de esforço atuante a não ser esforço axial de compressão, $N_{fi,Ed}$. Então, para a validação do Método Geral em situação de incêndio, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes comprimidos, não foram contabilizados os efeitos de segunda ordem, para que os elementos estruturais em estudo apenas estivessem sujeitos a esforços de compressão axial.

Na aplicação do Método Geral em situação de incêndio, a determinação do valor mínimo dos fatores de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$ e $\alpha_{cr,\theta,op}$ é feita recorrendo, respetivamente, às equações (3.23) e (3.24).

$$\alpha_{ult,\theta,k} = \frac{N_{fi,Rd}}{N_{fi,Ed}} \quad (3.23)$$

$$\alpha_{cr,\theta,op} = \frac{N_{fi,Rd}}{N_{cr}} \quad (3.24)$$

Os resultados obtidos pela aplicação da proposta do Método Geral em situação de incêndio são comparados com os resultados obtidos pela cláusula 4.2.3.2 da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 (já apresentada nesta dissertação). A comparação é representada por intermédio de um quociente (equação (3.25)) entre as duas metodologias de cálculo utilizadas para a verificação da resistência à encurvadura por flexão de um elemento estrutural comprimido uniforme, em situação de incêndio.

$$\frac{\text{Método Geral em situação de incêndio}}{\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi,z} N_{fi,Rd}}} \quad (3.25)$$

Os resultados da equação (3.25), para todos os casos de estudo considerados, são apresentados na Figura 3.6.

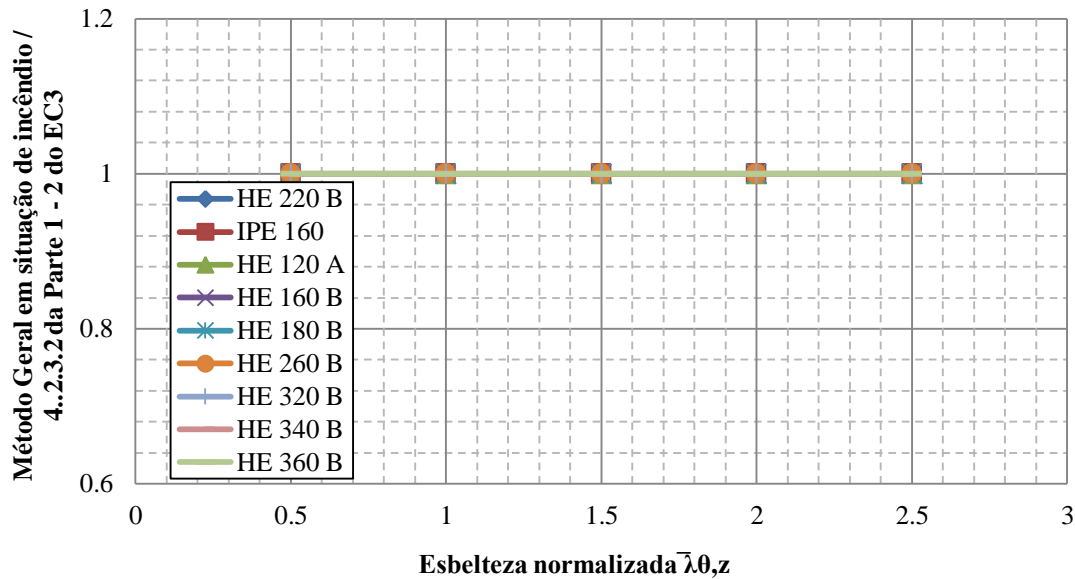


Figura 3.6 – Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de colunas utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.

Com a observação da figura anterior, quando não são contabilizados os efeitos de segunda ordem na análise estrutural de um elemento uniforme comprimido, há uma igualdade de resultados na verificação da resistência à encurvadura por flexão de um elemento estrutural comprimido, aplicando o Método Geral em situação de incêndio ou a cláusula 4.2.3.2 da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.

Por outro lado, quando contabilizados os efeitos de segunda ordem, isto é, todos os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições, globais e locais, a comparação de resultados anterior não poderá ser efetuada. Como foi demonstrado na secção 3.3, quando considerada uma imperfeição geométrica equivalente num elemento estrutural, com uma certa amplitude $e_{0\theta}$, surge um momento fletor de segunda ordem – no plano - para além do carregamento axial a que é sujeito o elemento estrutural, passando então a tratar-se de uma viga-coluna.

Consequentemente a verificação da resistência à encurvadura deste elemento deverá ser feita através da cláusula 4.2.3.5, presente na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3. A comparação entre esta cláusula e o Método Geral em situação de incêndio é apresentada com mais detalhe na secção 3.4.3 desta dissertação.

3.4.2. Flexão

No caso de um elemento metálico com secção transversal uniforme sujeito a flexão segundo o eixo forte da sua secção transversal, como ilustrado na Figura 3.7, em que a encurvadura lateral é o fenómeno de colapso, não foi necessária realizar a validação da proposta do Método Geral, em situação de incêndio.

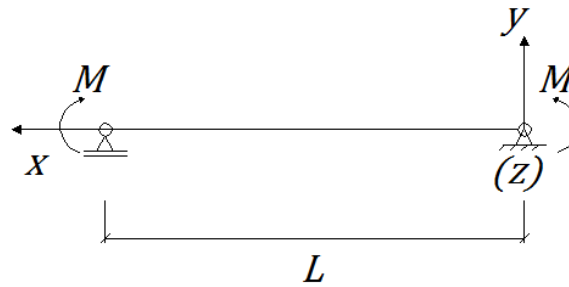


Figura 3.7 - Elemento à flexão.

Por intermédio da equação (3.26), mostra-se que não é necessário uma comparação entre o Método Geral, em situação de incêndio e a cláusula 4.2.3.3 presente na Parte 1 - 2 do Eurocódigo 3, como foi dito anteriormente, isto porque há uma convergência analítica entre as duas metodologias na verificação da resistência de elementos sujeitos a flexão na direção do eixo forte da secção transversal, em situação de incêndio (Simões da Silva *et al*, 2010).

$$\begin{cases} \alpha_{ult,\theta,k} = \frac{M_{y,fi,Rd}}{M_{fi,Ed}} \\ \alpha_{cr,\theta,op} = \frac{M_{cr,fi}}{M_{fi,Ed}} \end{cases} \rightarrow \bar{\lambda}_{op,\theta} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,\theta,k}}{\alpha_{cr,\theta,op}}} = \sqrt{\frac{M_{y,fi,Rd}}{M_{cr,\theta}}} = \bar{\lambda}_{op,\theta} \rightarrow \chi_{op,fi} = \chi_{LT,fi} \quad (3.26)$$

Conclui-se que para a verificação da resistência à encurvadura lateral em elementos uniformes sujeitos a flexão segundo o eixo de maior inércia da secção transversal, a proposta feita para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio pode ser utilizada.

3.4.3. Flexão composta com compressão

Este tipo de elemento estrutural, está sujeito à combinação de esforços de compressão com flexão segundo o eixo forte da sua secção transversal. Para analisar este elemento estrutural adotou-se o modelo estrutural ilustrado na Figura 3.8. Como foi feito ao longo

desta dissertação, de forma simplificada, denomina-se por vezes a este elemento estrutural de viga-coluna.

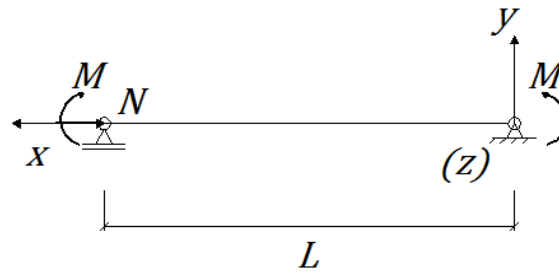


Figura 3.8 – Elemento à flexão composta com compressão.

Para a verificação da resistência à encurvadura de vigas-coluna em situação de incêndio, segundo a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, está presente a cláusula 4.2.3.5. Neste estudo, os resultados obtidos pela cláusula foram comparados com os resultados provenientes da proposta para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio.

Os valores considerados para a esbelteza normalizada na direção do eixo fraco da secção transversal $\bar{\lambda}_{\theta,z}$, foram iguais a 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 e 2.5. Quanto ao tipo de secção transversal considerado, mais uma vez, o Quadro 3.9 apresenta os tipos de secção transversal adotados.

Como foi dito na secção relativa ao estudo feito para elementos comprimidos, quando são contabilizados os efeitos de segunda ordem, há a origem de um momento fletor adicional – de segunda ordem, devido à presença de imperfeições geométricas. Para a verificação da resistência à encurvadura em situação de incêndio de vigas-coluna, consideraram-se apenas no plano de carregamento (eixo y-y) os efeitos de segunda ordem, utilizando a equação (3.20) desta dissertação para quantificar o valor da amplitude da imperfeição geométrica equivalente, em situação de incêndio.

Os resultados da verificação da resistência à encurvadura determinados pelo Método Geral, em situação de incêndio, são comparados com os resultados obtidos através da equação 4.21 b), presente na cláusula 4.2.3.5, da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, apresentada pela equação (3.27). Não se considerou a parcela correspondente ao eixo z-z.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (3.27)$$

Todos os parâmetros da equação (3.27) foram apresentados no Capítulo 2 assim como a sua determinação, segundo a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.

Em relação ao diagrama de momentos fletores, numa situação de colapso, como os efeitos de segunda ordem são tidos em conta e quantificados segundo o eixo y-y, o diagrama final resultará da soma do diagrama de momentos fletores de segunda ordem com o diagrama de momentos fletores de primeira ordem. Como pode ser observado na Figura 3.8, considerou-se um diagrama de momentos de primeira ordem uniforme, aplicando momentos fletores locais nas extremidades do elemento. No futuro o mesmo estudo pode ser feito para outros tipos de diagrama de esforços.

Estes momentos fletores locais são denominados de M_1 e M_2 e correspondem respetivamente aos valores de cálculo do momento fletor aplicado na extremidade esquerda e direita do elemento. A equação (3.28) apresenta a determinação de M_2 em função de M_1 .

$$M_2 = \Psi M_1 \quad (3.28)$$

Ψ toma valores no intervalo $[-1; 1]$ e representa a relação entre os valores do momento aplicado nas extremidades do elemento. A Figura 3.9 ilustra a localização dos momentos fletores de primeira ordem locais assim como a soma dos diagramas de momentos fletores, em que M_{II} corresponde ao valor de cálculo do momento fletor de segunda ordem.

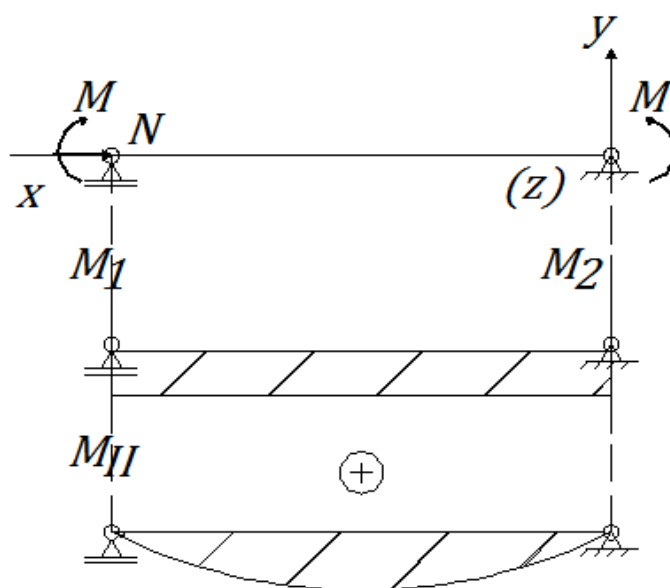


Figura 3.9 - Diagramas de momentos fletores considerados.

Para a aplicação da proposta do Método Geral em situação de incêndio, é necessário determinar os esforços atuantes na secção crítica do elemento estrutural de modo a que consequentemente possa ser determinado o valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$. Quando a secção transversal é constante ao longo de todo o elemento, a secção mais crítica é a mais solicitada.

Numa situação de colapso, a equação (3.27) é substituída pela equação (3.29). É a partir da mesma equação que se determinou os esforços atuantes últimos de primeira ordem, $N_{fi,Ed}$ e $M_{y,fi,Ed}$.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{fi,Ed} \\ M_{y,fi,Ed}(N_{fi,Ed}, \phi) \end{array} \right. \quad (3.29)$$

A determinação de $N_{fi,Ed}$ foi feita em função da igualdade registada na equação (3.29) onde $M_{y,fi,Ed}$ corresponde ao valor de cálculo do momento fletor atuante de primeira ordem em situação de incêndio. A sua determinação está em função do valor de cálculo do esforço axial atuante em situação de incêndio, $N_{fi,Ed}$ e de um fator ϕ , necessário para representar a proporcionalidade entre os esforços atuantes de compressão axial e flexão, que neste estudo tomou os seguintes valores: 0.5; 1.0; 1.5; 2.0 e 3.0.

A equação (3.30) apresenta como foi determinado o valor de cálculo do momento fletor de primeira ordem $M_{y,fi,Ed}$, em função de $N_{fi,Ed}$ e do fator ϕ (Simões da Silva *et al*, 2010).

$$\phi = \frac{M_{fi,Rd} / M_{fi,Ed}}{N_{fi,Rd} / N_{fi,Ed}} \Leftrightarrow M_{fi,Ed} = \frac{1}{\phi} \frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,Rd}} M_{fi,Rd} \quad (3.30)$$

Mais uma vez, todos os efeitos de segunda ordem no plano de carregamento foram contabilizados através de uma imperfeição geométrica equivalente com determinada amplitude $e_{0\theta}$. A determinação do valor da amplitude $e_{0\theta}$ é feita recorrendo à equação (3.20), agora relembrada pela equação (3.31).

$$e_{0\theta} = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \bar{\lambda}_{\theta} \frac{W}{A} \quad (3.31)$$

De acordo com a equação (3.32), é determinado o valor de cálculo do momento fletor de segunda ordem M^{II} . Todos os parâmetros foram definidos anteriormente.

$$M^{II} = N_{fi,Ed} e_{0\theta} k_{\theta} \quad (3.32)$$

As secções transversais adotadas para o estudo paramétrico são de Classe 1, tanto à compressão como à flexão. Por isso, considerou-se uma interação linear de esforços de compressão e flexão e o cálculo do valor mínimo do fator de amplificação a aplicar às ações de cálculo, $\alpha_{ult,\theta,k}$, foi feito segundo a equação (3.33).

$$\alpha_{ult,\theta,k} = \frac{1}{\frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{fi,Ed} + M^{II}}{M_{fi,Rd}}} \quad (3.33)$$

Para o cálculo do valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{cr,\theta,op}$, cuja definição já foi apresentada nesta dissertação, devido à complexidade apresentada, é recomendada uma análise de elementos finitos para a sua determinação. Como se mostrou no Capítulo 2, é sugerida em bibliografia a possibilidade de se considerar uma interação linear entre os efeitos da encurvadura por flexão segundo o eixo fraco da secção transversal do elemento (resultante da aplicação de uma carga axial) e da encurvadura lateral (resultante da aplicação de momento fletor), à temperatura normal. Essa relação foi transposta para uma situação de incêndio. Então, de forma simplista, para a determinação de $\alpha_{cr,\theta,op}$, foram utilizadas duas metodologias de cálculo, apresentadas de seguida.

1) Equação (3.34): $\alpha_{cr,\theta,op} = \frac{1}{\frac{N_{fi,Ed}}{N_{cr,\theta,z}} + \frac{M_{fi,Ed}}{M_{cr,\theta}}} \text{ (Bureau, 2007);}$

2) Utilização do LTBeamN (CTICM, 2014);

Por fim, a comparação de resultados entre o Método Geral e a cláusula 4.2.3.5 da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 foi mais uma vez feita segundo um quociente entre as duas metodologias. Essa comparação é representada pela equação (3.35).

$$\frac{\text{Método Geral em situação de incêndio}}{\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi,A} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}}} \Leftrightarrow \frac{\text{Método Geral em situação de incêndio}}{1.0} \quad (3.35)$$

É expectável que os resultados obtidos neste estudo, utilizando os mesmos esforços atuantes últimos, sejam próximos de 1.0. Se o forem, está validada a proposta

apresentada para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio para a verificação da resistência à encurvadura de elementos uniformes sujeitos a flexão composta com compressão. Se os resultados da equação (3.35) forem inferiores a 1.0, significa que o Método Geral em situação de incêndio é mais conservativo que a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, já que não permite que o elemento estrutural em estudo esteja sujeito aos próprios esforços de colapso, dados pela equação 4.21 b) da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3. Por outro lado, se os resultados do quociente (3.35) forem superiores a 1.0, o Método Geral em situação de incêndio é menos conservativo que a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, já que permite esforços maiores que os de colapso.

Da Figura 3.10 à Figura 3.15, são apresentados os resultados analíticos da comparação entre a aplicação do Método Geral em situação de incêndio e a cláusula 4.2.3.5, presente na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, utilizando a equação (3.34) para a determinação do valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{cr,\theta,op}$.

Quanto às características resistentes do material, considerou-se uma tensão de cedência, à temperatura normal, do aço igual a 355 MPa, uma temperatura atuante igual a 500°C e uma relação Ψ de momentos fletores locais, aplicados nas extremidades, igual a 1.0.

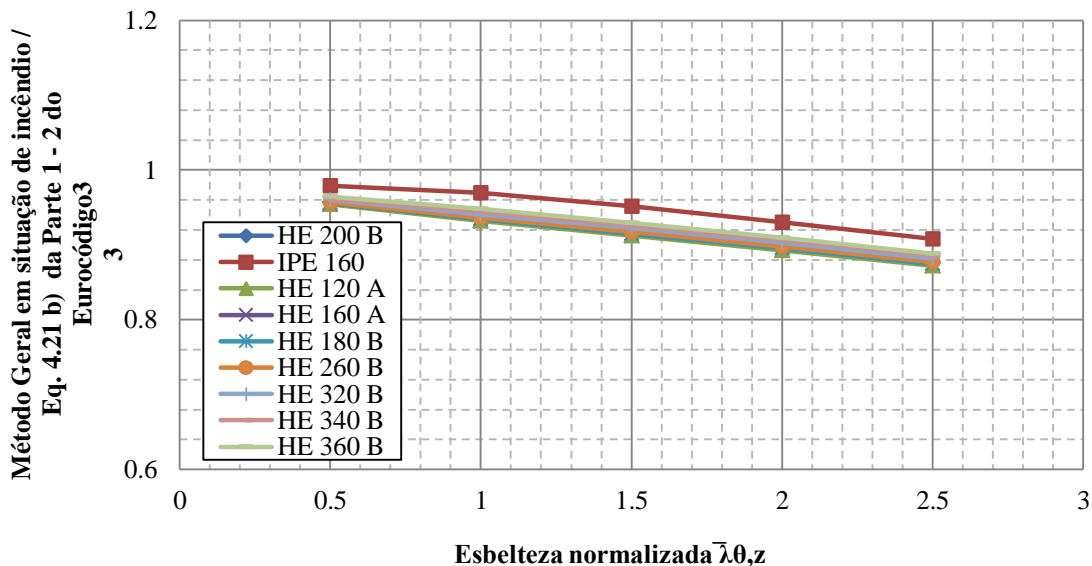


Figura 3.10 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 0.5;

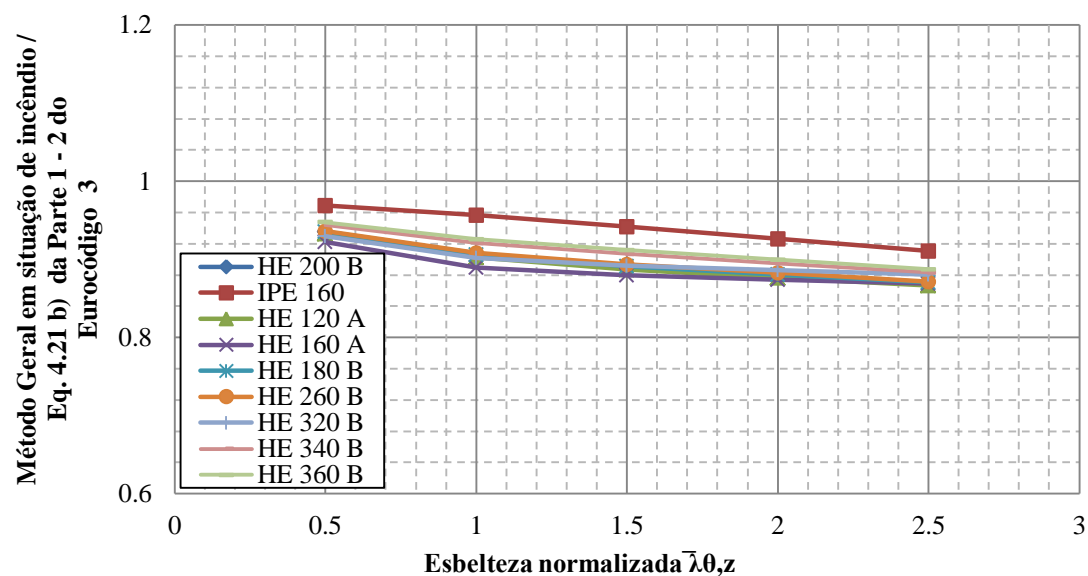


Figura 3.11 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 1.0;

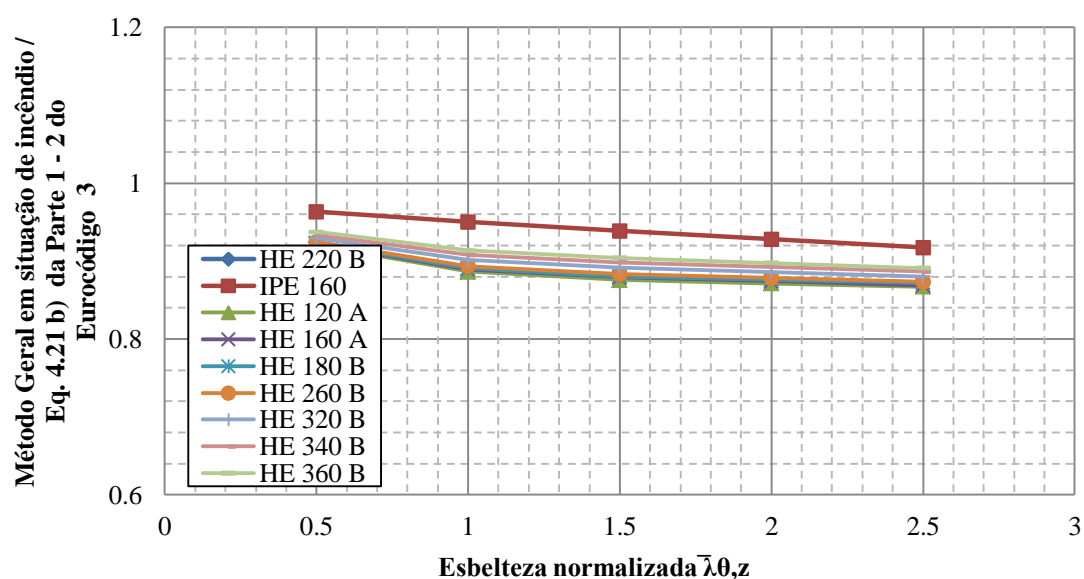


Figura 3.12 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 1.5;

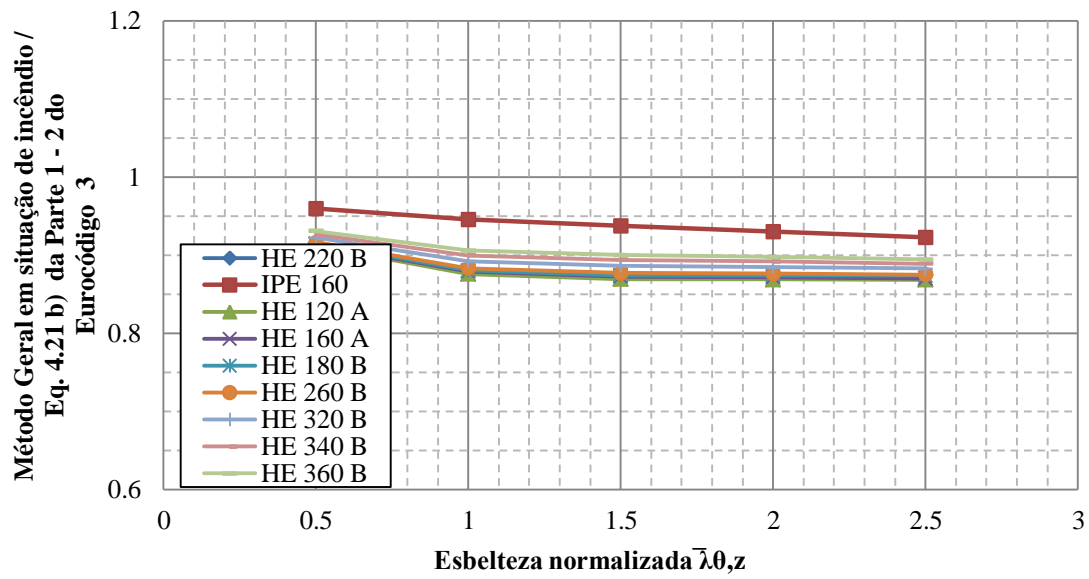


Figura 3.13 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 2.0;

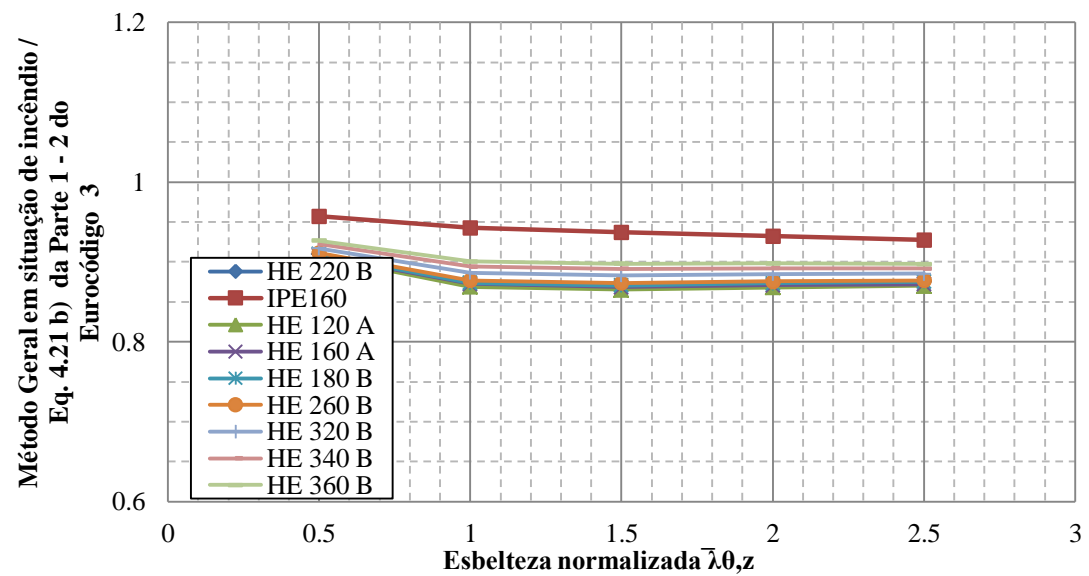


Figura 3.14 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 2.5;

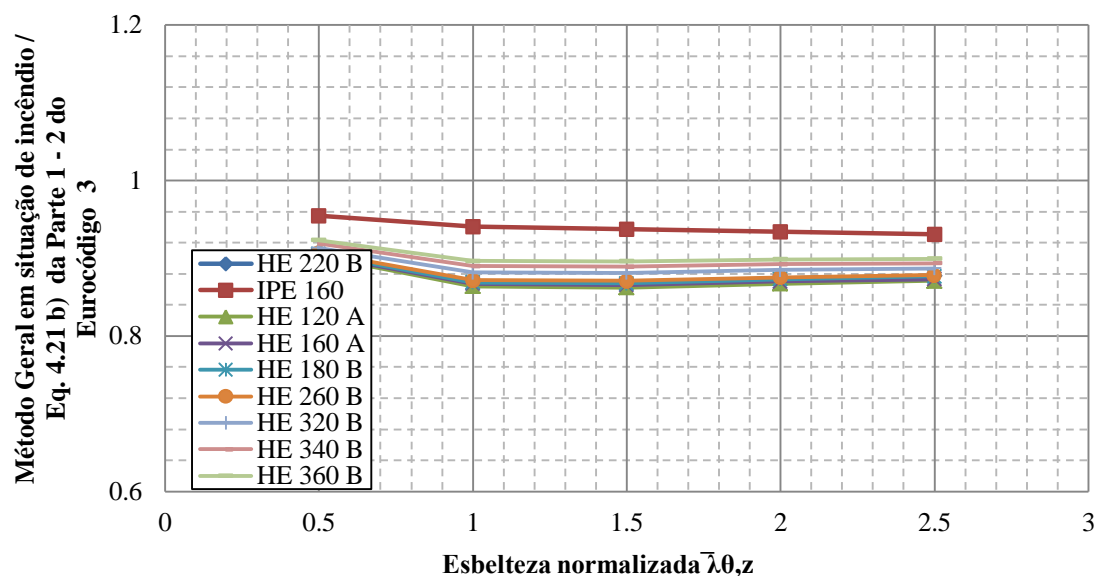


Figura 3.15 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para uma razão de esforços igual a 3.0;

Com a observação das figuras anteriores, pode concluir-se que há uma uniformidade no comportamento dos elementos estruturais em estudo, independentemente da variação da secção transversal adotada, do comprimento do elemento e do carregamento aplicado. Isto é, a proposta do Método Geral em situação de incêndio apresenta sempre resultados mais conservativos que a equação 4.21 b) da cláusula 4.2.3.5 da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, mesmo variando a secção transversal, o comprimento do elemento ou o carregamento aplicado. De lembrar que os resultados apresentados nestas figuras, são referentes à aplicação do Método Geral, em que o valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{cr,\theta,op}$ foi calculado recorrendo à interação linear de Dunkerley, representada pela expressão (3.34).

De forma a validar a utilização da equação (3.34) para o cálculo do valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{cr,\theta,op}$, de acordo com a Figura 3.16, são apresentados os resultados da comparação entre o Método Geral em situação de incêndio e a equação 4.21b) da cláusula 4.2.3.5, presente na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3. Para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, o valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{cr,\theta,op}$ é calculado por intermédio do programa LTBeamN,

Se os resultados da comparação entre as duas metodologias forem próximos, está validada a equação (3.34), dispensando a modelação numérica na determinação deste fator de amplificação.

Este estudo apenas se fez para um tipo de secção transversal já que esta variável não tem grande influência para a aplicação e respetiva validação da proposta do Método Geral em situação de incêndio, como concluído anteriormente. O tipo de secção transversal considerado foi um HE 220 B e foram adotados os seguintes valores para a esbelteza normalizada segundo o eixo fraco da secção transversal: 0.5; 1.0; 1.5; 2.0 e 3.0. Mais uma vez, considerou-se uma razão de esforços ϕ igual a: 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 e 3.0.

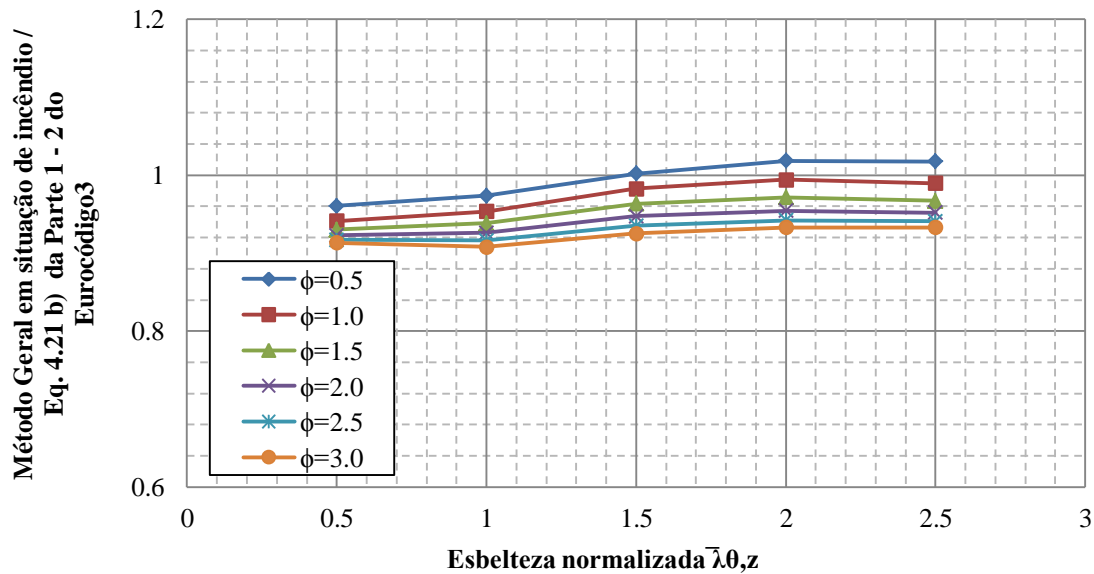


Figura 3.16 - Gráfico da comparação de resultados da verificação da resistência de vigas-coluna utilizando o Método Geral e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.

Comparando os resultados obtidos pelas duas metodologias de cálculo utilizadas para a determinação do valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{cr,\theta,op}$, pode-se afirmar que a primeira metodologia (equação (3.34)) apresenta resultados mais conservativos comparativamente aos valores obtidos pela segunda metodologia, em que foi utilizado o programa de cálculo LT BeamN. Está então validada a aplicabilidade da interação linear de Dunkerley para o cálculo deste fator de amplificação, podendo ser dispensada uma análise de elementos finitos na determinação do fator de amplificação $\alpha_{cr,\theta,op}$.

Ao serem analisados três tipos de elemento estrutural (coluna, viga e viga-coluna) pode-se afirmar com certeza de que a proposta do Método Geral em situação de incêndio apresentada nesta dissertação, é válida para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes já que conduz a resultados mais conservativos que as cláusulas presentes na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.

Há então confiança na proposta feita para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio e de seguida, no Capítulo 4, é apresentado e devidamente explicado todo o estudo elaborado para a validação da mesma proposta do Método Geral em situação de incêndio mas para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais não uniformes.

.

Capítulo 4

*Validação numérica do
Método Geral aplicado a
elementos não uniformes em
situação de incêndio*

4 VALIDAÇÃO NUMÉRICA DO MÉTODO GERAL APLICADO A ELEMENTOS NÃO UNIFORMES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

4.1. Introdução

4.2. Modelos numéricos considerados e resultados obtidos

4.2.1. Compressão

4.2.2. Flexão

4.2.3. Flexão composta com compressão

4. VALIDAÇÃO NUMÉRICA DO MÉTODO GERAL, APLICADO A ELEMENTOS NÃO UNIFORMES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

4.1. Introdução

Validada a proposta do Método Geral em situação de incêndio, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes neste capítulo é apresentada a validação que se fez para a mesma proposta mas agora para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais não uniformes.

Contrariamente ao que se fez no capítulo anterior, para validar a proposta do Método Geral em situação de incêndio, esta não é comparada com as cláusulas presentes na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, já que não há qualquer tipo de indicação de como aplicar o Método Geral em situação de incêndio.

Para isso, recorreu-se a modelação numérica dos elementos estruturais sujeitos a três tipos de carregamento: compressão, flexão segundo o eixo forte da secção transversal do perfil e flexão composta com compressão. Para isso utilizou-se o programa de elementos finitos SAFIR, programa de cálculo automático que foi desenvolvido na Universidade de Liège (Franssen, 2005).

Neste capítulo são apresentados os tipos de modelos numéricos considerados para os três tipos de elementos estruturais estudados assim como todo o estudo paramétrico elaborado tendo como variáveis: o carregamento aplicado, o comprimento do elemento, a temperatura e a variação das dimensões da secção transversal, mais concretamente da altura da alma, h_w .

4.2. Modelos numéricos considerados e resultados obtidos

Como foi dito introdutoriamente, recorreu-se ao programa de cálculo SAFIR para a modelação numérica. Este possui dois modos de cálculo distintos: um para a análise do comportamento térmico e outro para a análise ao comportamento mecânico do componente estrutural.

Os elementos estruturais no programa SAFIR são discretizados em vários elementos finitos do tipo casca, representados pela Figura 4.1, com quatro nós com seis graus de liberdade (três deslocamentos e três rotações). A formulação teórica de Kirchhoff é utilizada para este tipo de elementos, com uma descrição total corrotacional. A lei material segue o diagrama tensão-extensão do aço definido na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 e o critério de cedência é definido pela superfície de von Mises. A integração nos elementos de casca segue um esquema de Gauss com 2×2 pontos de integração na superfície e 4 pontos de integração ao longo da sua espessura. Os elementos de casca utilizados no programa SAFIR, tal como a sua capacidade de representar os fenómenos de encurvadura local foram validados previamente por Talamona e Franssen (Talamona e Franssen, 2005).

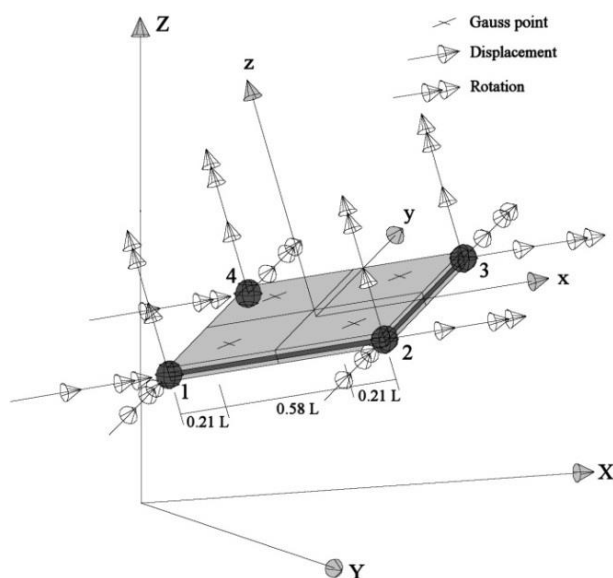


Figura 4.1 - Representação dos nós e graus de liberdade de um elemento casca no programa SAFIR (Lopes, 2009).

Analogamente ao que foi feito na validação analítica da proposta para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos uniformes, para o estudo numérico foram considerados colunas, vigas e

vigas-coluna mas com uma secção transversal não uniforme ao longo de todo o seu comprimento. A espessura e a largura dos banzos, t_f e b , mantiveram-se constantes assim como a espessura da alma, t_w . A altura da alma, h_w , é que variou ao longo do comprimento do elemento estrutural.

Quanto às imperfeições geométricas, estas foram introduzidas no modelo alterando as coordenadas dos nós de acordo com o modo de encurvadura mais desfavorável para a avaliação da sua resistência.

Os modos de encurvadura global e local (ver Figura 4.2) foram obtidos através de uma análise linear da encurvadura realizada com o programa Cast3M (CEA). De acordo com as recomendações do Anexo C da Parte 1 – 5 do Eurocódigo 3 (CEN, 2006) para análises com elementos finitos, para introduzir a imperfeição geométrica nos modelos numéricos considerou-se a combinação do primeiro modo de encurvadura e 70% do segundo modo.

Quanto à amplitude das imperfeições consideraram-se 80% das tolerâncias de fabrico de acordo com a EN 1090-2.(CEN, 2008). Desta forma, para o modo global considerou-se 80% de $L / 750$ (em que L é o comprimento do elemento) e para modo local, 80% de $b / 100$ ou 80% de $h_w / 100$ consoante o deslocamento nodal máximo (correspondente ao modo local) ocorrer no banzo ou na alma respetivamente.

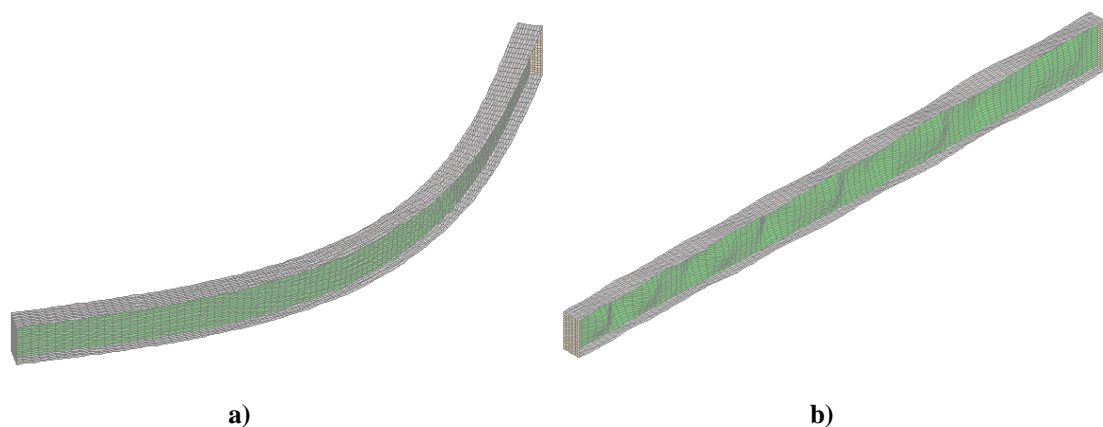
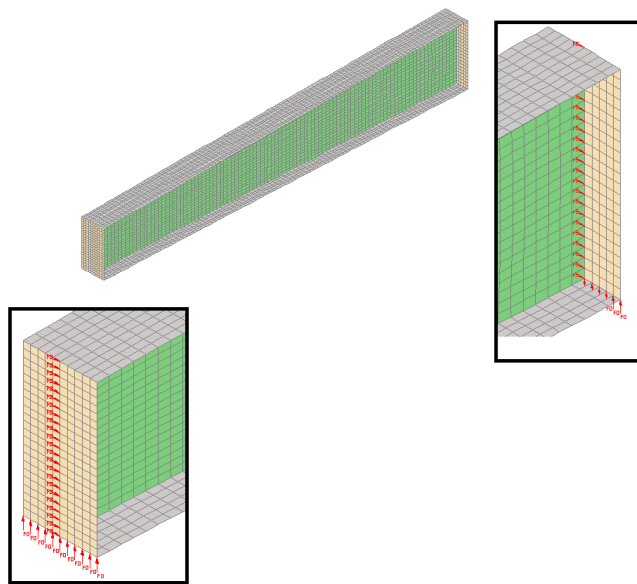


Figura 4.2 - Modos de encurvadura a) global e b) local.

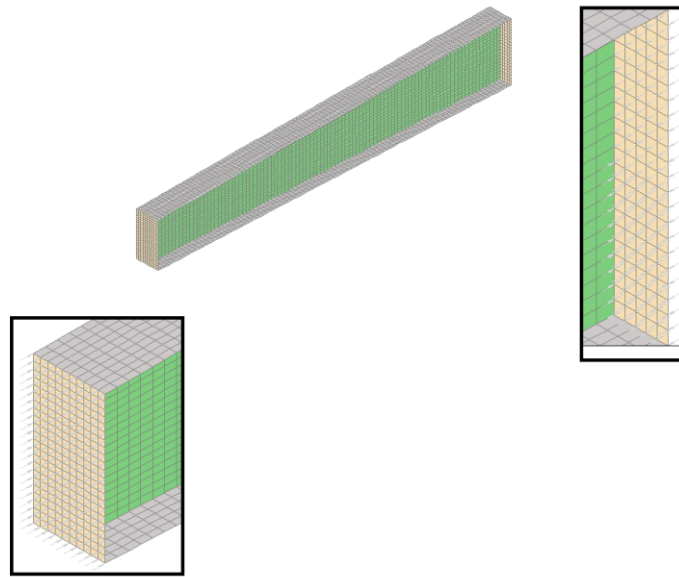
4.2.1. Compressão

Após uma análise de sensibilidade, o modelo numérico considerado para este tipo de elemento estrutural é definido por uma malha de 10 elementos nos banzos, 22 elementos na alma e 100 elementos ao longo da sua largura.

Quanto ao carregamento, este foi aplicado no modelo numérico por intermédio de forças nodais. A presença de forças axiais de compressão seriam, teoricamente, simuladas numericamente pela aplicação de uma força nodal com uma direção paralela ao eixo do centro de gravidade do elemento. Na prática, foram introduzidas chapas de topo nas extremidades do elemento e cargas pontuais em cada nó da chapa, diminuindo assim a possibilidade de ocorrerem problemas numéricos. Como se pode observar na Figura 4.3 a), as condições de apoio adotadas no modelo foram apoios em “forquilha”, restringindo nas extremidades os deslocamentos verticais do banzo inferior, os deslocamentos horizontais para fora do plano da alma e numa das extremidades impediu-se também o deslocamento no eixo do elemento, ou seja, o movimento de corpo rígido. Na Figura 4.3 b), é apresentada a colocação das cargas nodais atuantes.



a)



b)

Figura 4.3 – Esquema estrutural adotado para elementos estruturais comprimidos não uniformes
a) condições de apoio e b) carregamento aplicado.

A Figura 4.4 apresenta a deformada do elemento no instante de colapso.

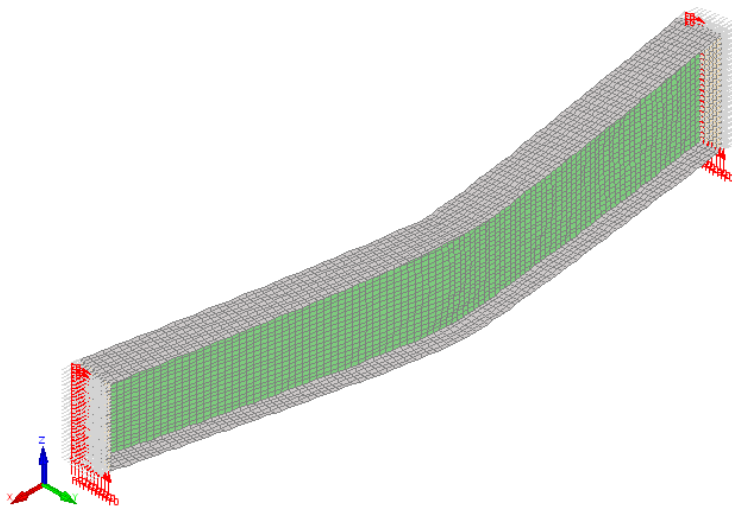


Figura 4.4 – Deformada do elemento estrutural no instante de colapso.

Os casos de estudo utilizados para estudar o comportamento deste tipo de elemento estrutural estão apresentados no Quadro 4.1. A definição dos perfis estudados é do tipo $(h_1 - h_2) t_w + b t_f$, em que h_1 representa a altura mínima da alma e h_2 representa o valor da altura máxima, registado ao longo do comprimento do elemento.

Quadro 4.1 – Casos de estudo considerados para elementos comprimidos.

Secção transversal (mm)	Comprimento do elemento (m)	Temperatura θ_a (°C)
(296-396)x8+150x15	2.5;3;3.5;4;4.5;5;5.5;6	350;400;450;500;550;
(400-1000)x22+300x30	3;5;7;10;15	
(280-480)x10+250x15	2.5;3;3.5;4;4.5;5;5.5;6;7;9;11;15	

Para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, na verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais comprimidos, utilizou-se a formulação apresentada anteriormente nesta dissertação. Neste caso, o fator de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$ é determinado através da equação (4.1), apresentada de seguida.

$$\alpha_{ult,\theta,k} = \frac{N_{fi,Rd}}{N_{fi,Ed}} \quad (4.1)$$

$N_{fi,Ed}$ corresponde ao valor de cálculo do esforço axial atuante em situação de incêndio e considerou-se igual ao valor correspondente ao esforço obtido com o programa SAFIR, no instante de colapso. $N_{fi,Rd}$, representa, por sua vez, o valor de cálculo da resistência da secção transversal crítica à compressão a uma temperatura uniforme θ_a , calculado por intermédio do Eurocódigo 3 (o procedimento de cálculo já foi apresentado no Capítulo 2). A secção crítica considerada foi a de menor dimensão.

Para o cálculo do fator de amplificação $\alpha_{cr,\theta,op}$ utilizou-se o programa CAST3M que, como foi dito anteriormente, elabora uma análise linear à encurvadura e fornece o amplificador a aplicar às ações de cálculo, para que seja atingido o valor do carregamento crítico. Este amplificador corresponde ao fator $\alpha_{cr,\theta,op}$.

Por fim, apresentam-se os resultados obtidos da verificação da resistência à encurvadura em situação de incêndio, aplicando o Método Geral em todos os casos de estudo apresentados pelo Quadro 4.1. Analogamente ao que foi dito no capítulo anterior, quando são considerados os esforços atuantes últimos (de colapso), teoricamente qualquer tipo de verificação da resistência à encurvadura deveria apresentar um resultado próximo ou até mesmo superior ao valor unitário, isto é, com a aplicação do Método Geral neste estudo numérico, os resultados expectáveis seriam muito próximos

de 1.0, isto porque o valor de cálculo dos esforços atuantes seria aproximadamente igual ao valor de cálculo da capacidade resistente do elemento estrutural.

As Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 apresentam os resultados da aplicação do Método Geral em situação de incêndio para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais comprimidos. Como se pode observar nas mesmas figuras, o resultado numérico da aplicação do Método Geral em situação de incêndio é apresentado em função do comprimento do elemento estrutural e da temperatura considerada. Os valores considerados para cada variável são apresentados no Quadro 4.1.

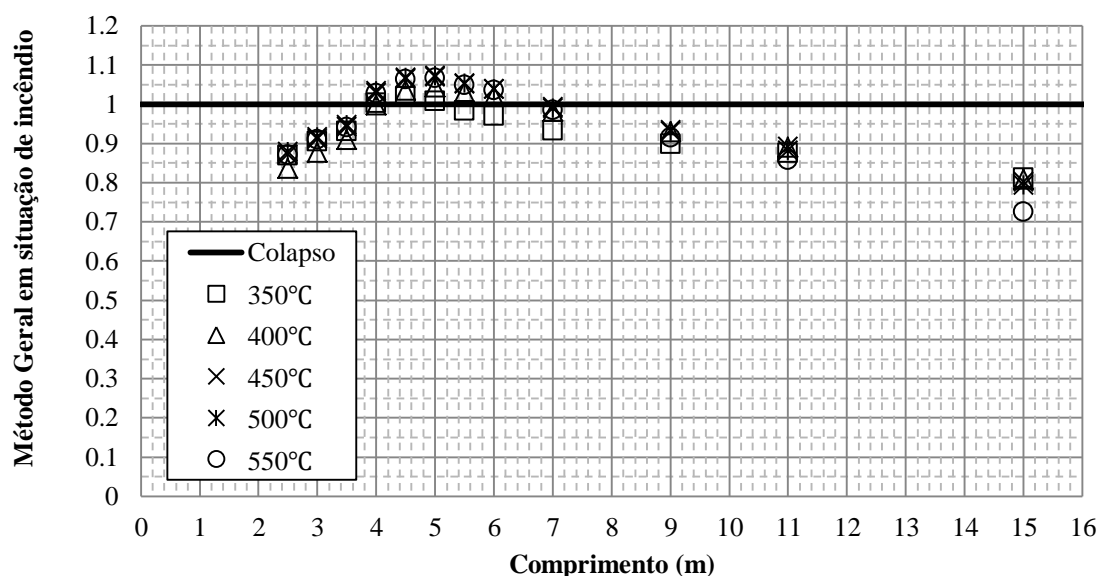


Figura 4.5 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral, a altas temperaturas no perfil
(280-480)x10+250x15.

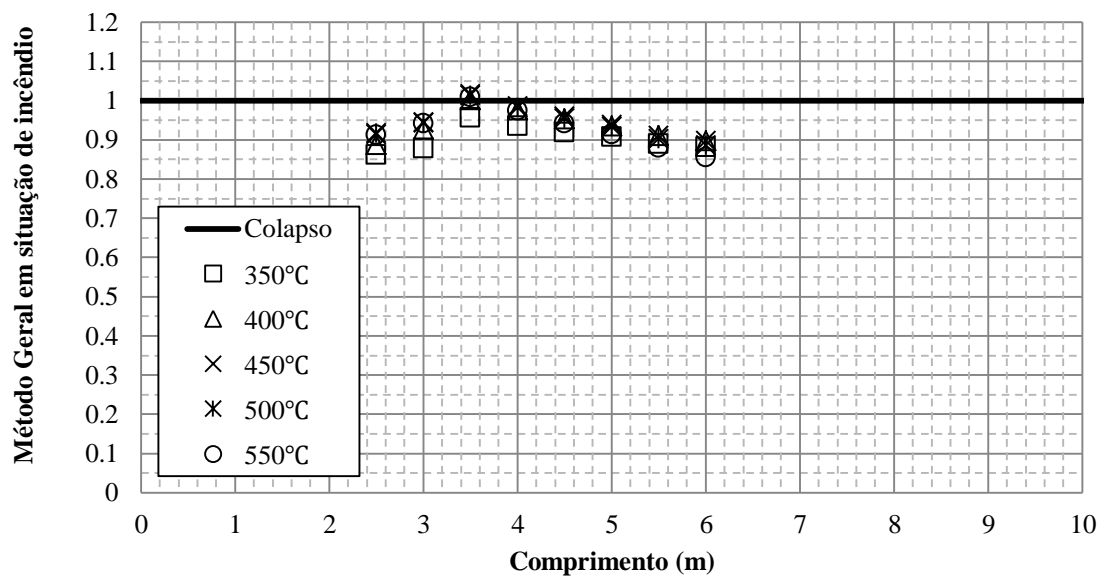


Figura 4.6 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral, a altas temperaturas no perfil (296-396)x8+150x15.

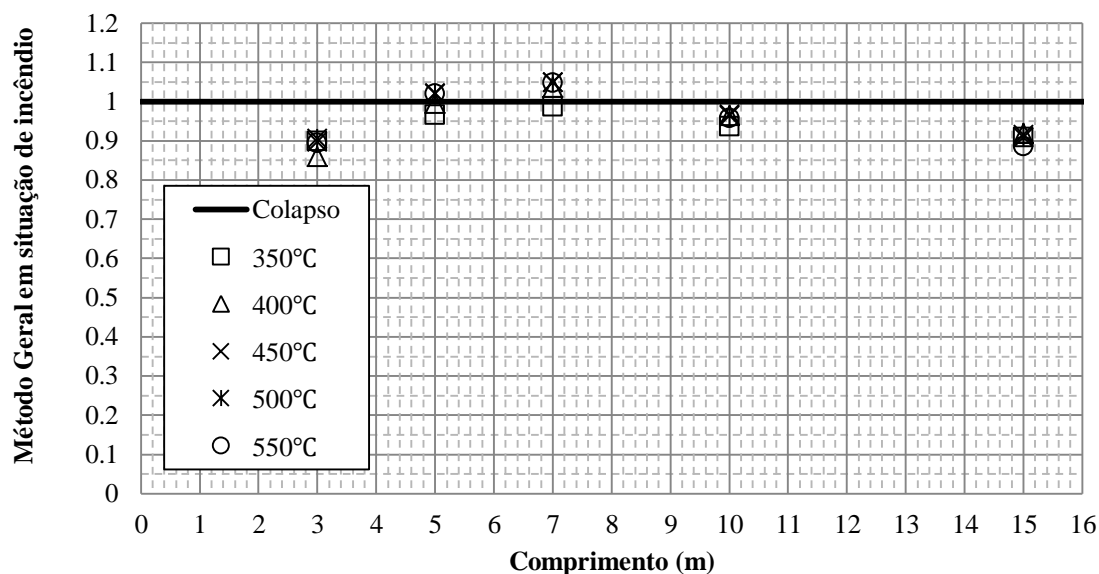


Figura 4.7 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral, a altas temperaturas no perfil (400-1000)x22+300x30.

Os resultados provenientes da aplicação do Método Geral em situação de incêndio para a verificação da resistência de elementos estruturais não uniformes comprimidos à encurvadura, têm um valor, na sua maioria, inferior a 1.0.

Conclui-se que o Método Geral em situação de incêndio, comparativamente a qualquer tipo de verificação da resistência à encurvadura é mais conservativo porque apesar do

elemento estrutural ainda não estar submetido aos esforços atuantes últimos, o método indica uma situação de colapso.

Observando os resultados obtidos, quanto menor for a variação da altura da alma ao longo do perfil, mais conservativo é o Método Geral, quando aplicado em situação de incêndio. Quanto à influência do comprimento do elemento, quanto maior for esta variável, mais conservativo é o Método Geral em situação de incêndio.

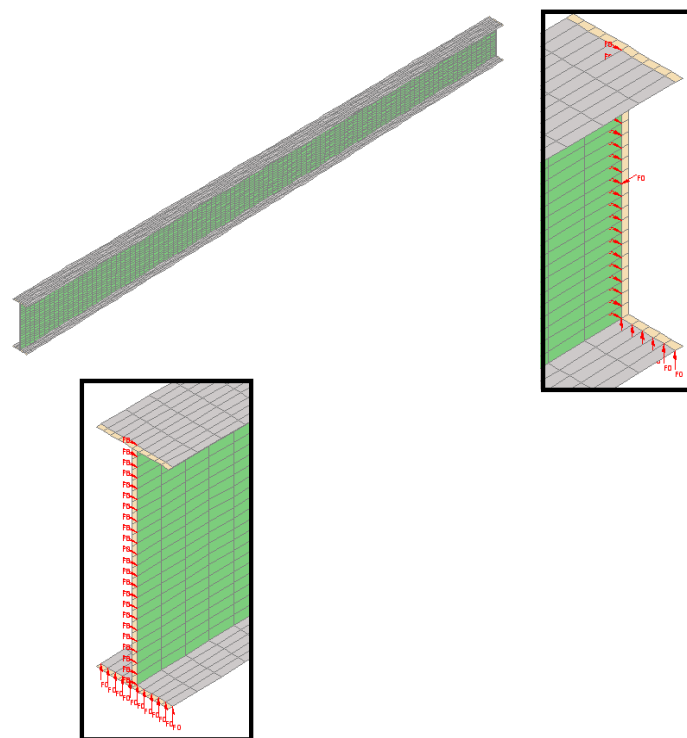
4.2.2. Flexão

Para o estudo numérico do comportamento deste tipo de elemento estrutural, o modelo numérico adotado é ligeiramente diferente do modelo numérico apresentado anteriormente. A malha considerada é idêntica à anterior assim como as condições de apoio, representadas numericamente por restrições.

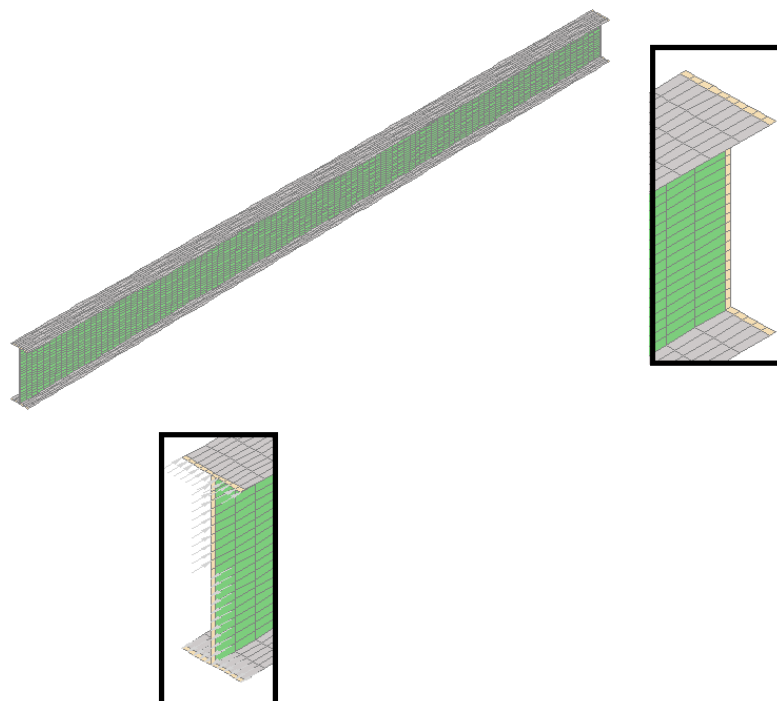
A simulação do carregamento foi feita mais uma vez recorrendo à aplicação de cargas nodais mas não foi necessária a colocação de chapas de topo nas extremidades do elemento. É simulado um momento fletor local, na secção transversal de maior dimensão, por intermédio de um binário de forças nodais aplicadas na secção em questão.

Considerou-se um diagrama de momentos fletores triangular com uma razão $\Psi = 0.0$.

A secção de maior dimensão será a secção crítica do elemento estrutural já que será a mais solicitada. A Figura 4.4 a) apresenta as condições de apoio consideradas e a Figura 4.4 b) apresenta o tipo de carregamento adotado. Por sua vez, a Figura 4.5 apresenta a deformação do modelo numérico para um modo de encurvadura global.



a)



b)

Figura 4.8 – Esquema estrutural adotado para elementos estruturais não uniformes sujeitos a flexão
a) condições de apoio e b) carregamento aplicado

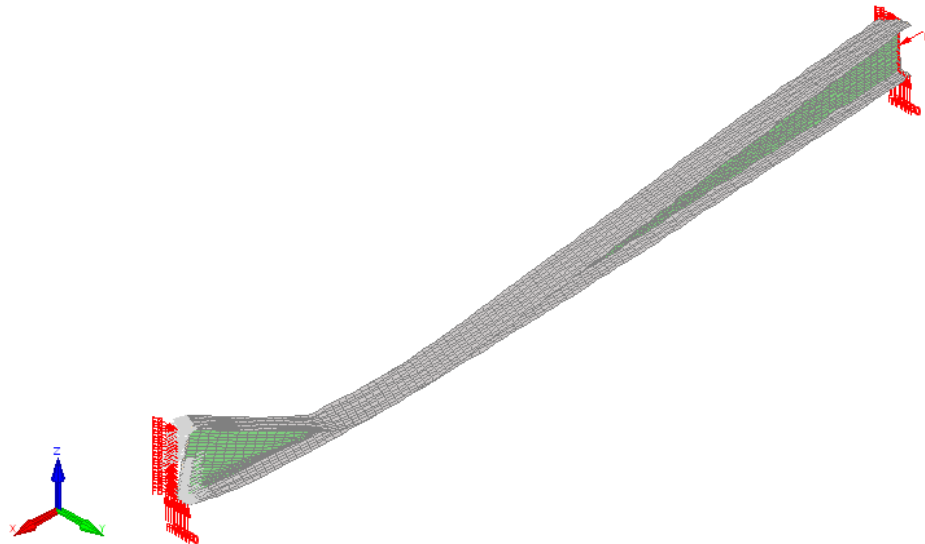


Figura 4.9 - Deformada do elemento no instante de colapso.

O Quadro 4.2 apresenta os casos de estudo considerados (Couto *et al.*, 2014).

Quadro 4.2 – Casos de estudo considerados para elementos à flexão.

Secção transversal (mm)	Comprimento do elemento (m)	Temperatura θ_a (°C)
(296-396)x8+150x15	2.5;3;3.5;4;4.5;5;5.5;6	
(400-1000)x22+300x30	3;5;7;10;15	350;450;550;700;
(280-480)x10+250x15	2.5;3;3.5;4;4.5;5;5.5;6;7;9;11;15	

Para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, na verificação da resistência à encurvadura lateral de elementos sujeitos a flexão, utilizou-se mais uma vez a formulação apresentada nesta dissertação. Neste caso, o fator de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$ é determinado através da equação (4.2), apresentada de seguida.

$$\alpha_{ult,\theta,k} = \frac{M_{fi,Rd}}{M_{fi,Ed}} \quad (4.2)$$

$M_{fi,Ed}$ corresponde ao valor do momento fletor atuante em situação de incêndio e considerou-se igual ao valor correspondente ao esforço obtido com o programa SAFIR, no instante de colapso. Por sua vez, $M_{fi,Rd}$ corresponde ao valor de cálculo da

resistência à flexão, a uma temperatura uniforme θ_a , calculado por intermédio da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.

Mais uma vez, o cálculo do fator de amplificação $\alpha_{cr,\theta,op}$ foi feito recorrendo ao programa CAST3M.

A análise aos resultados obtidos foi a mesma que na secção anterior, isto é, compara-se novamente os resultados obtidos com a aplicação do Método Geral em situação de incêndio com uma reta horizontal, em que o valor das ordenadas é sempre constante e igual a 1.0, simulando o resultado obtido, numa situação de colapso, obtido por qualquer verificação à segurança. Estes resultados são apresentados nas Figuras 4.10, 4.11 e 4.12.

Mais uma vez, os resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio são apresentados em função do comprimento do elemento estrutural e da temperatura considerada.

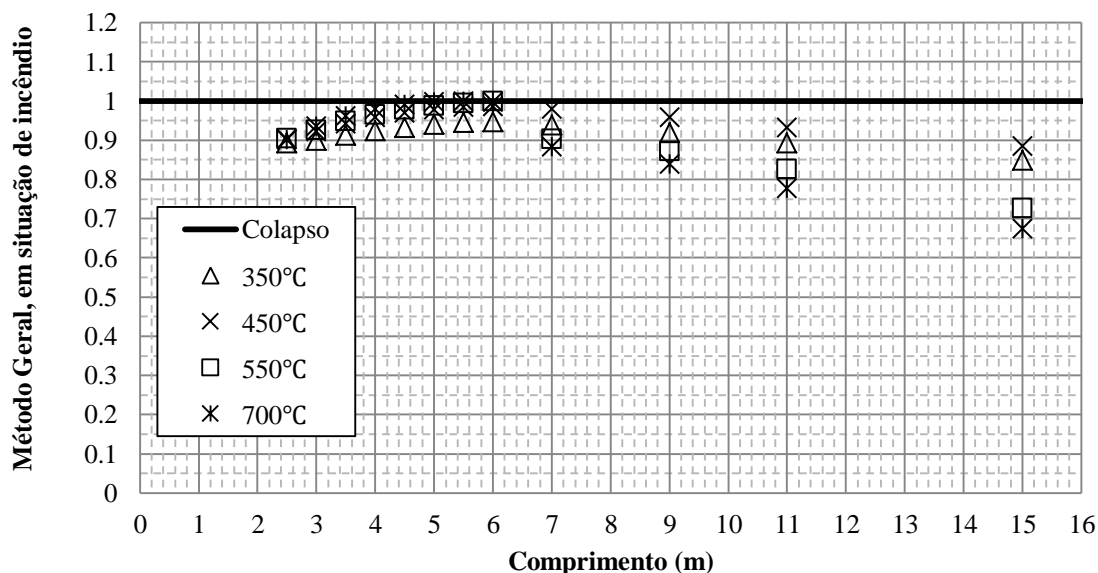


Figura 4.10 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15.

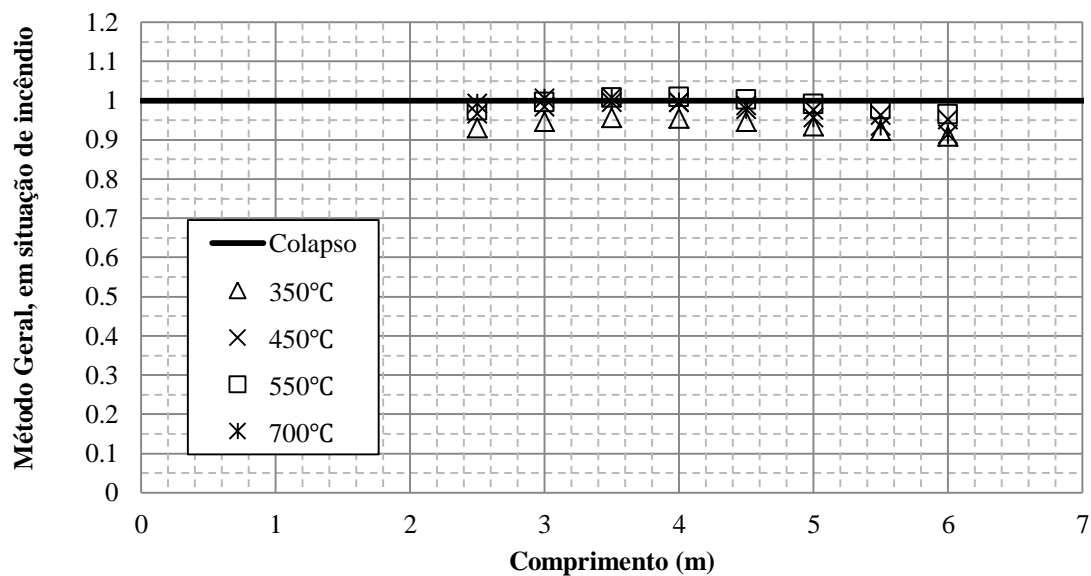


Figura 4.11 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15.

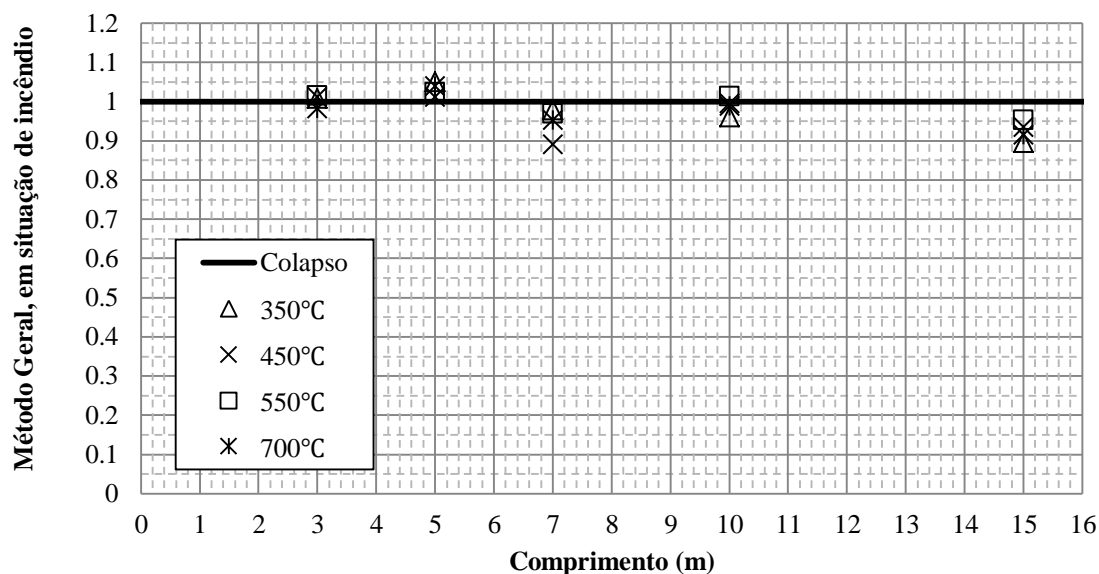


Figura 4.12 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30.

Os resultados provenientes da aplicação do Método Geral em situação de incêndio para a verificação da resistência à encurvadura lateral de elementos estruturais sujeitos à flexão segundo o eixo forte da secção transversal são, mais uma vez, na sua maioria inferiores ao valor unitário (1.0). Conclui-se que a proposta apresentada para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, para a verificação da resistência à encurvadura de vigas, comparativamente a qualquer tipo de verificação da resistência é

mais conservativo. A justificação apresentada na secção anterior é a mesma para esta conclusão.

Contrariamente ao que se registou em elementos comprimidos onde o Método Geral em situação de incêndio seria cada vez mais conservativo quanto menor fosse a variação da altura da alma, essa variável não tem a mesma influência em vigas. O que se pode observar é que quanto menor for a variação da altura da alma, menos dispersos são os resultados numéricos, com um valor muito próximo de 1.0, valor este que seria expectável obter com a aplicação de qualquer tipo de verificação da segurança, numa situação de colapso.

Em paralelo, como foi demonstrado no capítulo anterior, a aplicação do Método Geral conduziria aos mesmos resultados que a cláusula 4.2.3.3 presente na Parte 1 - 2 do Eurocódigo 3 na verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes sujeitos a flexão segundo o eixo forte da sua secção transversal, numa situação de incêndio. Por isso e apenas para este tipo de elemento estrutural é feita uma comparação entre os resultados obtidos através dos dois tipos de verificação da resistência mas tendo como objeto de estudo os elementos estruturais não uniformes. Com os resultados numéricos obtidos são construídas curvas de encurvadura, onde o coeficiente de redução associado à encurvadura lateral, numa situação de incêndio, $\chi_{LT,fi}$ é igual a $\chi_{op,fi}$ e é determinado pela equação (4.3) (Couto *et al.*, 2014).

$$\chi_{op,fi} = \frac{M_{fi,Ed}}{M_{fi,Rd}} \quad (4.3)$$

$M_{fi,Rd}$ é determinado segundo a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 e na Figura 4.13 são apresentados todos os resultados numéricos obtidos com a aplicação do Método Geral em situação de incêndio. Estes resultados são comparados com a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3.

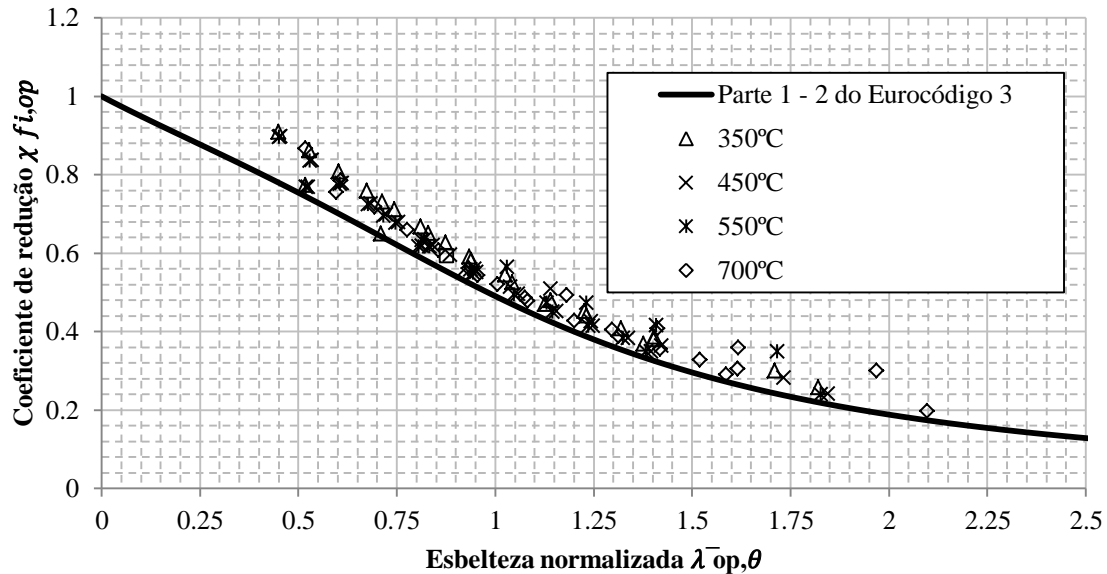


Figura 4.13 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio para os casos de estudo apresentados no Quadro 4.2.

Como se pode observar através da figura anterior, o Método Geral em situação de incêndio aparenta ser mais conservativo que a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, na verificação da resistência à encurvadura lateral de elementos estruturais não uniformes sujeitos a flexão segundo o eixo forte da secção transversal.

Apesar de analiticamente se ter verificado que haveria uma convergência entre o Método Geral em situação de incêndio e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, o mesmo não é registado numericamente no caso de elementos estruturais não uniformes.

4.2.3. Flexão composta com compressão

A viga-coluna é um elemento estrutural sujeito a uma combinação de esforços de compressão axial com flexão.

O modelo numérico que foi adotado para simular este tipo de elemento estrutural foi semelhante ao utilizado (e anteriormente descrito) em elementos comprimidos. Em relação à definição da malha, esta foi idêntica assim como as condições de apoio (restrições).

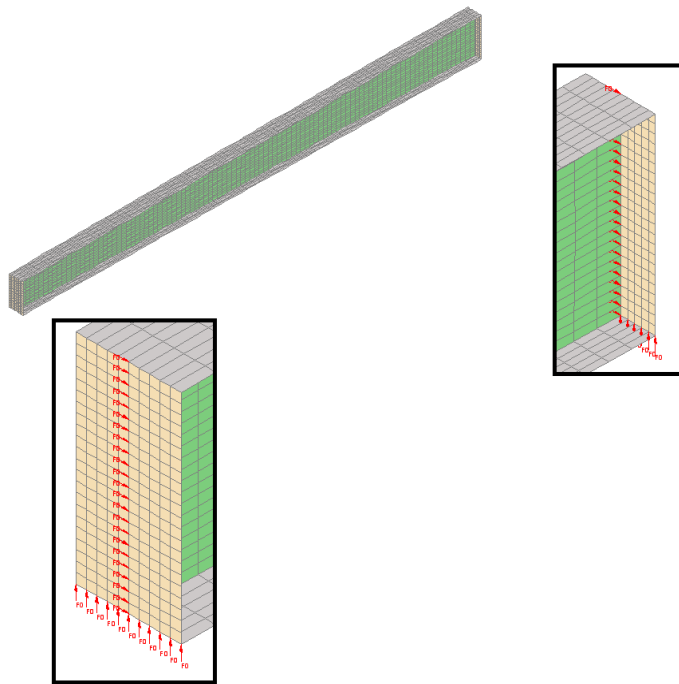
A simulação do carregamento exterior em elementos sujeitos a flexão composta com compressão é mais complexa do que a que se fez para elementos comprimidos ou sujeitos a flexão. Como há a combinação de esforços de compressão axial e flexão, há a

necessidade de criar uma relação entre os dois tipos de esforços para a determinação das cargas últimas, recorrendo ao programa SAFIR. Uma vez que se tem de arbitrar os valores iniciais dos esforços atuantes $N_{fi,Ed}$ e $M_{fi,Ed}$, aplicou-se a equação (4.4), considerando os valores da resistência N_{Rd} e $M_{y,Rd}$ da secção transversal com a altura mínima da alma.

$$N_{fi,Ed} = \alpha M_{fi,Ed} \text{ com } \alpha = \frac{(1-\beta)}{\left(\beta \frac{M_{y,Rd}}{N_{Rd}}\right)} \quad (4.4)$$

Como se pode observar, a determinação do valor de cálculo do momento fletor atuante em situação de incêndio $M_{fi,Ed}$, está em função do valor de cálculo do esforço normal atuante em situação de incêndio, $N_{fi,Ed}$, através de um fator α e de um fator β que se variou entre 0.0 e 1.0.

A Figura 4.14 a), apresenta as condições de apoio consideradas e a Figura 4.14 b) apresenta o tipo de carregamento adotado. A Figura 4.15 apresenta por sua vez, a deformação do modelo numérico para um modo de encurvadura global.



a)

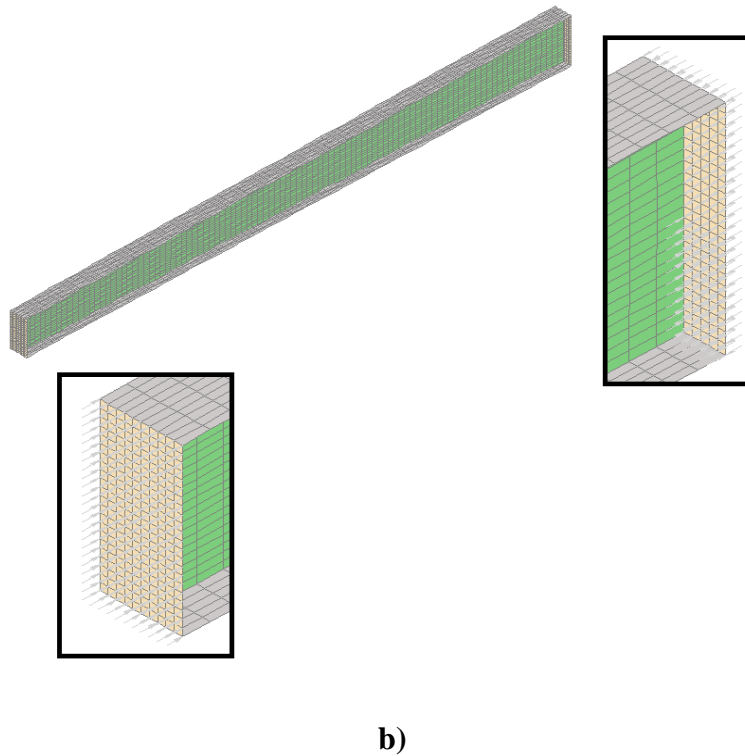


Figura 4.14 – Esquema estrutural adotado para elementos estruturais não uniformes sujeitos a flexão composta com compressão
a) condições de apoio e b) carregamento aplicado.

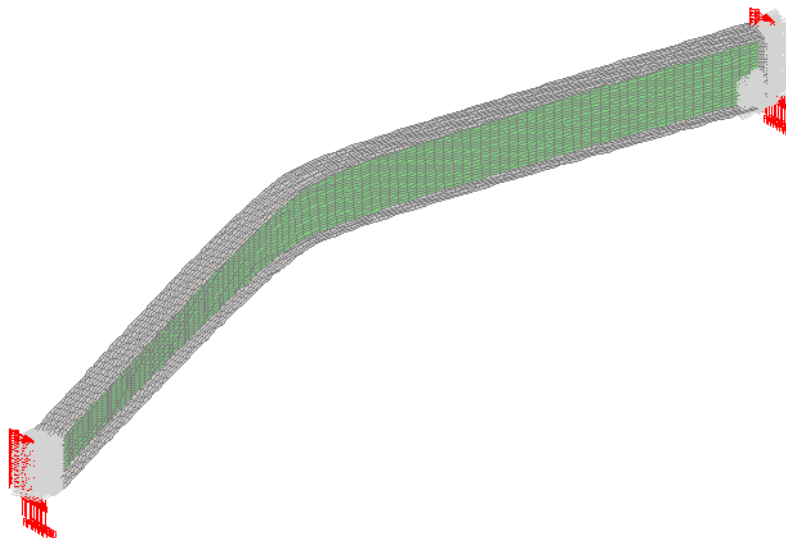


Figura 4.15 – Deformada do elemento estrutural no instante de colapso.

O Quadro 4.3 apresenta os casos de estudo considerados.

Quadro 4.3 – Casos de estudo considerados para elementos sujeitos a flexão composta com compressão.

Secção transversal (mm)	Comprimento do elemento (m)	Temperatura θ_a (°C)
(296-396)x8+150x15	2.5;3;3.5;4;4.5;5;5.5;6	
(400-1000)x22+300x30	3;5;7;10;15	350;400;450;500;550;
(280-480)x10+250x15	2.5;3;3.5;4;4.5;5;5.5;6;7;9;11;15	

Para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, na verificação da resistência de elementos estruturais não uniformes sujeitos a flexão composta com compressão, utilizou-se a formulação apresentada anteriormente nesta dissertação. O fator de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$ é determinado através da equação (4.5).

$$\alpha_{ult,\theta,k} = \frac{1}{\frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{fi,Ed}}{M_{fi,Rd}}} \quad (4.5)$$

$N_{fi,Ed}$ corresponde ao esforço axial atuante em situação de incêndio e considerou-se igual ao valor do esforço axial no colapso obtido com o programa SAFIR. $M_{fi,Ed}$ corresponde ao momento fletor atuante em situação de incêndio e considerou-se, mais uma vez, igual ao valor do momento fletor no colapso obtido com o programa SAFIR. $N_{fi,Rd}$ e $M_{fi,Rd}$ foram definidos anteriormente. O fator de amplificação $\alpha_{cr,\theta,op}$ foi determinado mais uma vez recorrendo ao programa CAST3M.

Por fim, os resultados obtidos através da aplicação do Método Geral em situação de incêndio, na verificação da resistência à encurvadura de elementos sujeitos a flexão composta com compressão, são apresentados nas figuras seguintes.

Apenas foram representados os resultados numéricos, relativos a cada perfil, para 350°C e 550°C (primeiro e último nível de temperatura considerado para o estudo paramétrico). As Figuras 4.16 e 4.17 apresentam os resultados numéricos relativos ao perfil (280-480)x10+250x15. As Figuras 4.18 e 4.19, apresentam os resultados numéricos relativos ao perfil (296-396)x8+150x15 e as Figuras 4.20 e 4.21 apresentam os resultados numéricos relativos ao perfil (400-1000)x22+300x30.

Estes resultados numéricos são apresentados nas Figuras 4.16 relativos aos restantes níveis de temperatura podem ser observados em Anexo. Os resultados da aplicação do

Método Geral em situação de incêndio estão em função do comprimento do elemento, da temperatura e de uma razão de proporcionalidade de esforços ϕ .

Esta razão de proporcionalidade é determinada através da equação (3.30), relembraada através da equação (4.6).

$$\phi = \frac{M_{fi,Rd}/M_{fi,Ed}}{N_{fi,Rd}/N_{fi,Ed}} \quad (4.6)$$

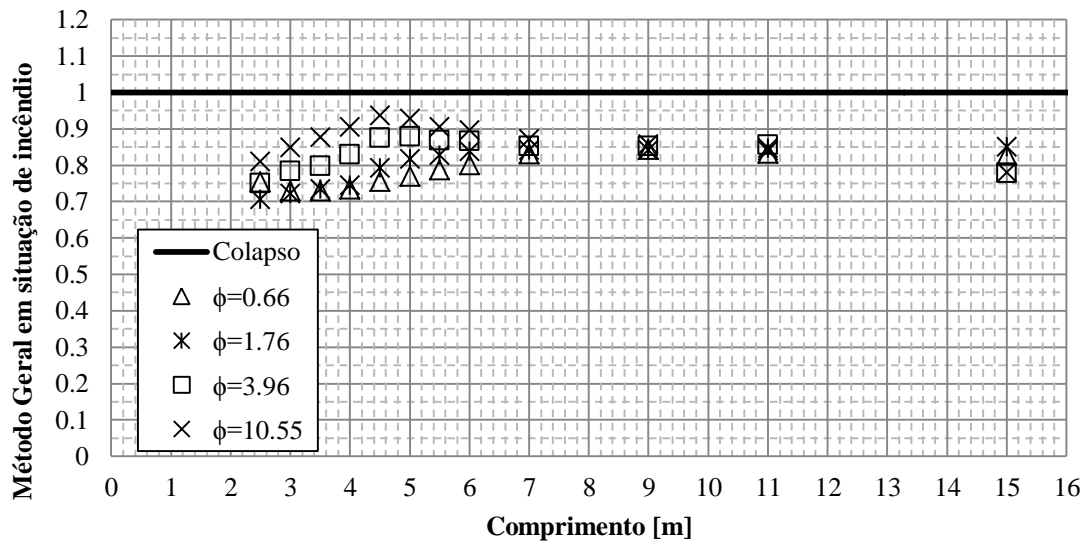


Figura 4.16 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil
(280-480)x10+250x15 a 350°C;

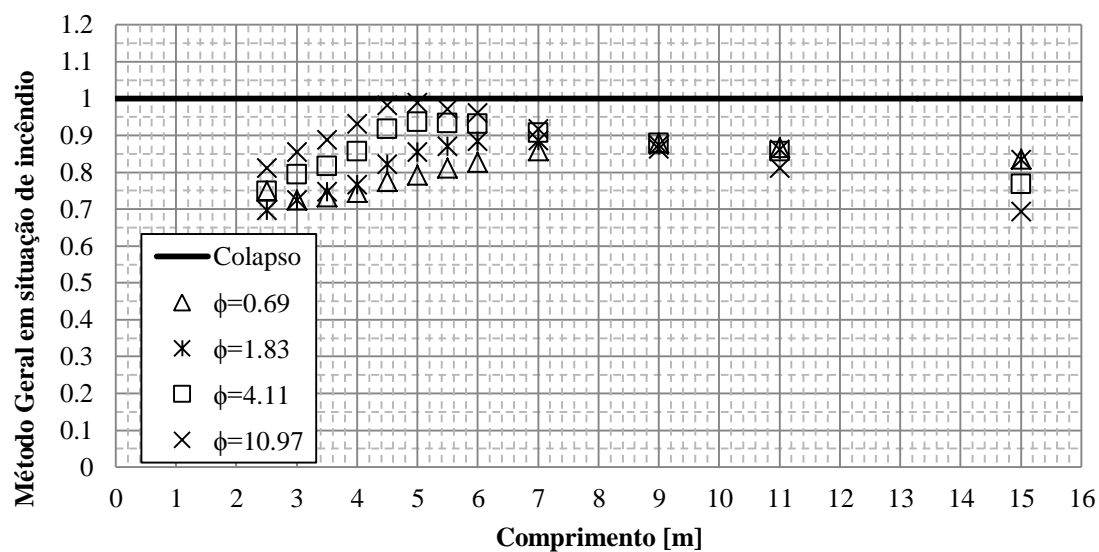


Figura 4.17 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15 a 550°C;

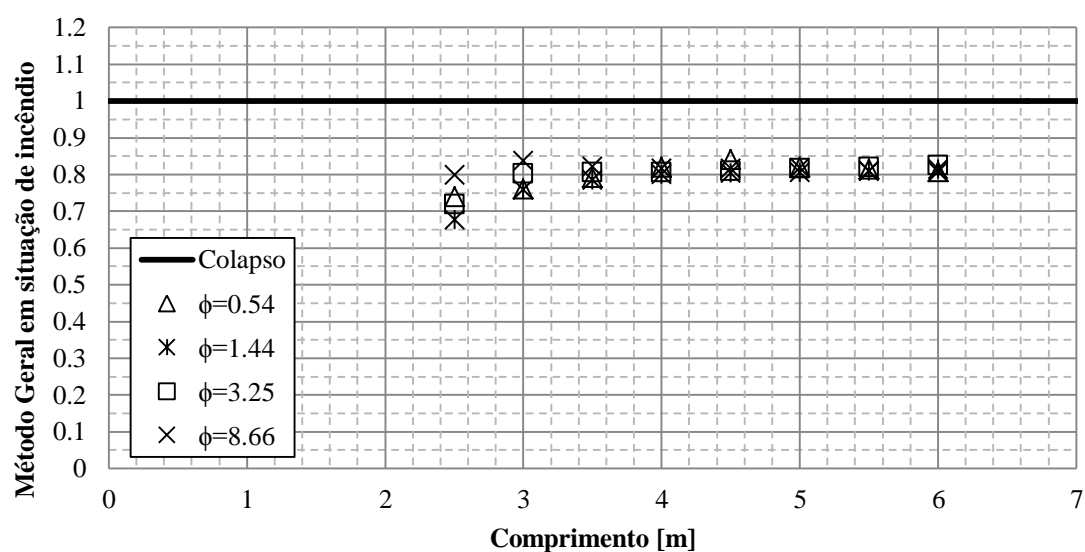


Figura 4.18 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15 a 350°C;

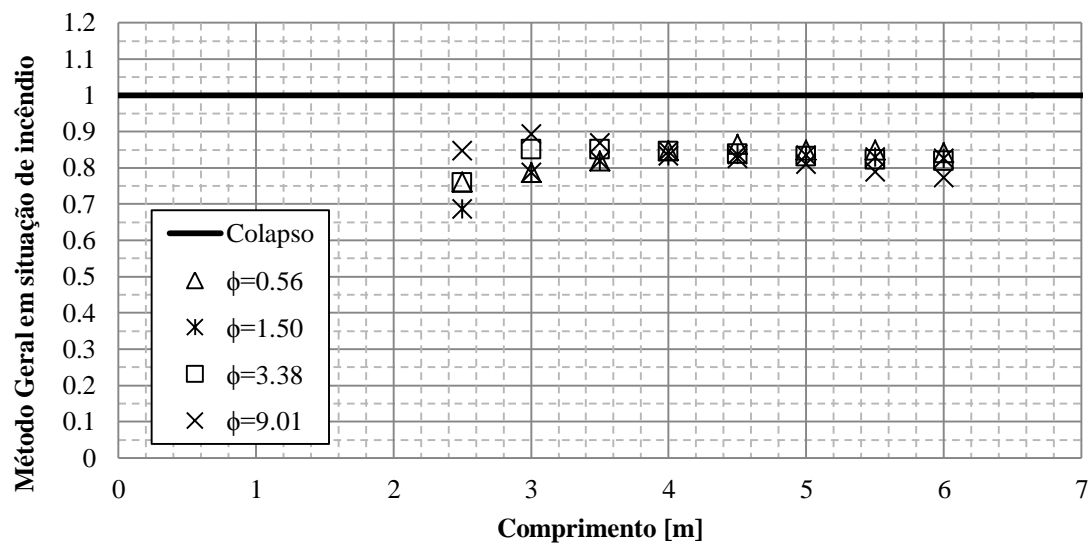


Figura 4.19 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15 a 550°C;

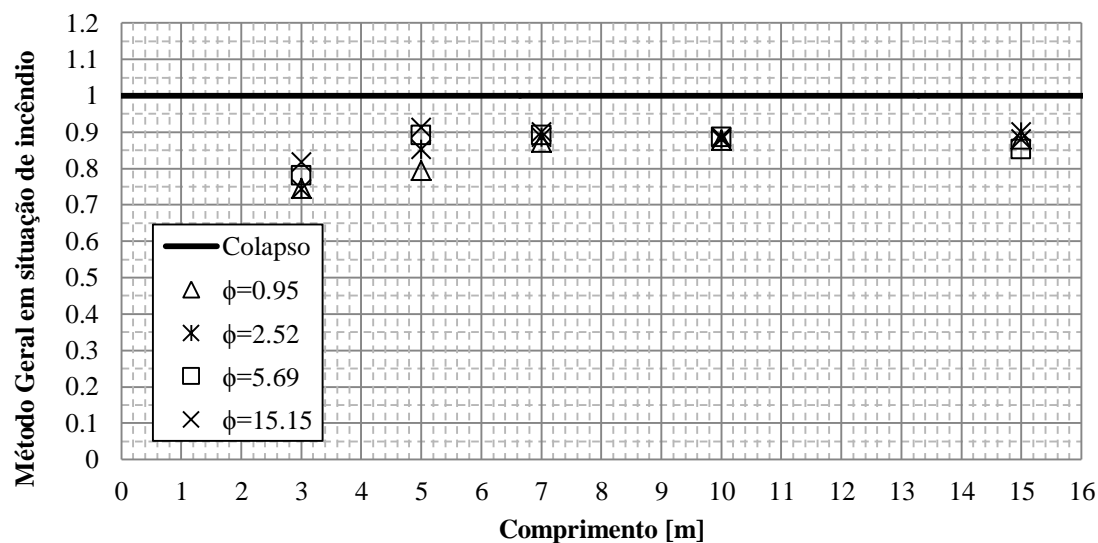


Figura 4.20 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30 a 350°C;

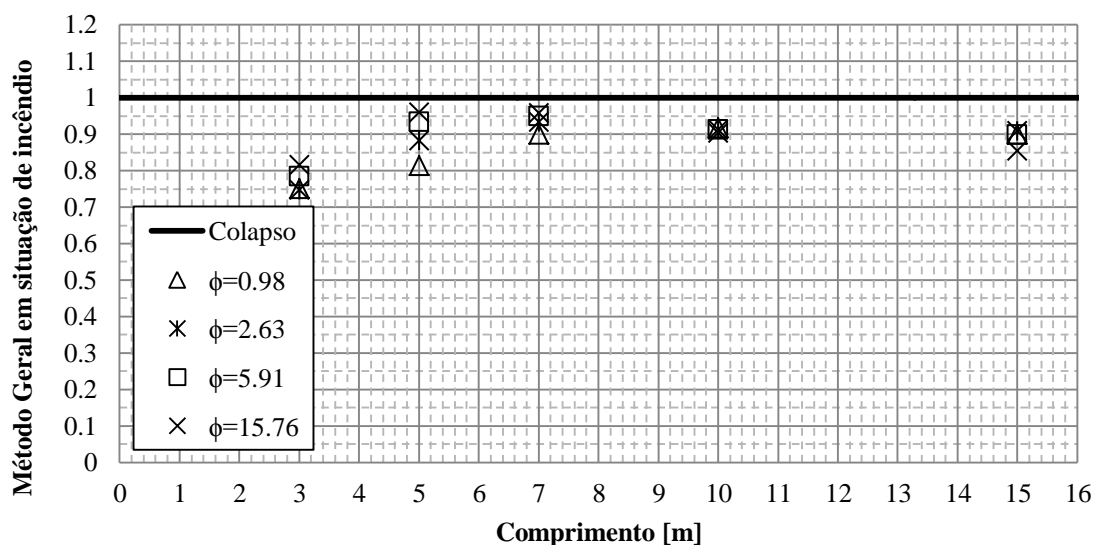


Figura 4.21 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30 a 550°C;

Com a observação das figuras anteriores, a proposta feita para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio conduz a resultados conservativos, na verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais não uniformes, sujeitos a flexão composta com compressão. Todos os resultados obtidos são inferiores a 1.0, comportamento que não se registou nem nos resultados relativos a colunas, sujeitas unicamente a esforços de compressão, nem em vigas, sujeitas unicamente a flexão segundo o eixo forte da secção transversal.

De modo a compreender qual a influência do carregamento, ao ser feita esta comparação de resultados, pode-se concluir que a aplicação do Método Geral é mais viável em elementos estruturais sujeitos a uma combinação de esforços axiais e de flexão (vigas-coluna) do que em elementos estruturais sujeitos unicamente a um destes tipos de esforço.

Ainda avaliando a influência do carregamento, verifica-se que quanto maior a razão de proporcionalidade ϕ , maior é a contribuição do esforço axial atuante $N_{fi,Ed}$ e quanto maior for esta contribuição na proporcionalidade de esforços mais o elemento estrutural se assemelha a uma coluna comprimida. Com a observação dos resultados apresentados nas figuras anteriores, pode-se concluir que quanto maior é a razão ϕ , menos conservativo é o Método Geral em situação de incêndio, isto é, em elementos viga-coluna em que a contribuição dos esforço axial é maior do que a contribuição do momento fletor menos aconselhável é a aplicação do Método Geral em situação de

incêndio. Esta conclusão é corroborada com os resultados menos conservativos, apresentados nas figuras da secção 4.2.1, onde este método foi aplicado em elementos comprimidos, numa situação de incêndio.

Quanto à influência da variação da altura da alma ao longo do perfil, pode-se concluir que quanto menor for essa variação (o perfil (296-396)x8+150x15 é aquele que apresenta menor variação da altura da alma) mais conservativo é o Método Geral na verificação da resistência à encurvadura de vigas-coluna não uniformes, em situação de incêndio.

Por último analisa-se a influência da temperatura. Apesar de influenciar o comportamento dos casos de estudo, o seu valor não é preponderante. Isto porque apesar do valor adotado para a temperatura, o comportamento de todos os perfis mantêm-se aproximadamente constante.

Capítulo 5

Conclusões Gerais

5 CONCLUSÕES GERAIS

5.1. Considerações Finais

5.2. Desenvolvimentos futuros

5. CONCLUSÕES GERAIS

5.1. Considerações Finais

O progresso no mercado da construção exige que sejam idealizadas soluções construtivas cada vez mais otimizadas no desempenho das funções para que as mesmas sejam economicamente mais competitivas. Os elementos estruturais não uniformes são uma dessas soluções, tendo como principal vantagem a racionalização entre os esforços atuantes e a secção transversal do elemento. A Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais não uniformes, apresenta o Método Geral. À temperatura normal, a aplicação deste método neste tipo de elementos não é muito simples e por outro lado, é inexistente quando considerada a influência da temperatura. Por essa razão, a grande motivação desta dissertação foi apresentar uma formulação do Método Geral para uma situação de incêndio e validá-lo de duas formas distintas: através da comparação com as fórmulas já existentes na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 no caso de elementos estruturais uniformes e através da comparação com resultados numéricos de elementos estruturais não uniformes. Deste modo foi possível verificar a viabilidade da formulação proposta.

Para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, mais concretamente para a determinação do valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$, é necessária efetuar uma análise de segunda ordem no plano para a quantificação dos esforços atuantes. Como em situação de incêndio é difícil efetuar uma análise deste tipo, sugeriu-se a utilização de uma imperfeição equivalente para ter em conta estes efeitos que dependem de uma amplitude $e_{0\theta}$. À temperatura normal, a Parte 1 – 1 do Eurocódigo 3 apresenta metodologias para a quantificação desta amplitude, contrariamente ao que se verifica na Parte 1 – 2, em que nada é mencionado a este respeito. Apresentou-se então uma formulação para a determinação da amplitude de uma imperfeição geométrica equivalente, que represente de forma adequada os efeitos de segunda ordem a que um elemento comprimido está sujeito. Com base num estudo de uma coluna axialmente comprimida, mostrou-se que, numa situação de incêndio, verificar a resistência deste tipo de elemento estrutural à encurvadura, considerando uma imperfeição geométrica com uma amplitude $e_{0\theta}$, conduziria aos mesmos resultados obtidos pela aplicação da cláusula 4.2.3.2 da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3. Então pode ser dito que em situação de

incêndio, o Eurocódigo 3 tem em conta os efeitos de segunda ordem (locais) na verificação da resistência de um elemento estrutural comprimido e nesta dissertação apresentou-se uma formulação para a correta determinação do valor da amplitude da imperfeição equivalente sugerida.

Este estudo foi necessário para que se pudesse realizar uma análise de segunda ordem em situação de incêndio, no plano de carregamento, para que o valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$ fosse corretamente determinado, em função dos esforços atuantes máximos.

Sendo possível quantificar os efeitos de segunda ordem numa situação de incêndio, procedeu-se à validação analítica do Método Geral em elementos estruturais uniformes. Para isso, os resultados obtidos com este método na verificação da resistência de elementos metálicos uniformes foram comparados com os resultados obtidos pelas fórmulas disponíveis na Parte 1 – 2 do Eurocódigo considerando como casos de estudo, elementos comprimidos (colunas), elementos sujeitos a flexão segundo o eixo forte da secção transversal (vigas) e elementos sujeitos a flexão composta com compressão (vigas-coluna).

No estudo de elementos uniformes comprimidos, considerou-se apenas uma hipótese de colapso, não contabilizando os efeitos de segunda ordem para a verificação da resistência deste tipo de elemento. Consequentemente, os resultados obtidos pela aplicação da proposta do Método Geral em situação de incêndio foram idênticos aos resultados obtidos aplicando a cláusula 4.2.3.2 da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para a verificação da resistência de elementos uniformes comprimidos. Conclui-se que está validada a aplicação deste método para a verificação da resistência à encurvadura neste tipo de elemento. Note-se que ao ser considerada a influência dos efeitos de segunda ordem na análise estrutural, há o aparecimento de um momento fletor, denominado de momento fletor de segunda ordem. Portanto existe uma combinação de esforços de compressão e flexão, o que leva a que o comportamento estrutural de uma coluna seja semelhante ao comportamento estrutural de uma viga-coluna.

No caso de elementos uniformes sujeitos a flexão simples, registou-se que a aplicação do Método Geral em situação de incêndio conduziria aos mesmos resultados que seriam obtidos pela aplicação da cláusula 4.2.3.3 da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 para a

verificação da resistência à encurvadura lateral de elementos estruturais uniformes sujeitos a flexão, segundo o eixo de maior inércia da secção transversal do elemento.

No estudo de elementos uniformes sujeitos a flexão composta com compressão, foi feita uma análise de segunda ordem no plano de carregamento quantificando estes efeitos como descrito na secção 3.3.2. Os resultados obtidos pelo Método Geral em situação de incêndio foram mais conservativos que os resultados obtidos pela aplicação da cláusula presente na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, correspondente à verificação da resistência à encurvadura em elementos estruturais uniformes sujeitos a flexão composta com compressão. Para aplicar o Método Geral em situação de incêndio é necessário quantificar os fatores de amplificação $\alpha_{ult,\theta,k}$ e $\alpha_{cr,\theta,op}$. Considerando uma interação linear de esforços de compressão e flexão foi possível determinar analiticamente o primeiro fator mencionado. À temperatura normal, é sugerido em bibliografia, uma metodologia simplista para a determinação analítica do valor mínimo do fator de amplificação $\alpha_{cr,op}$. Esta metodologia transpôs-se para uma situação de incêndio, considerando mais uma vez uma interação linear mas agora entre os efeitos da encurvadura por flexão segundo o eixo fraco, resultante da aplicação de uma carga axial e da encurvadura lateral, resultante da aplicação de momento fletor. Validou-se esta proposta recorrendo ao programa LTBeamN, comparando os resultados obtidos com a aplicação de ambos os procedimentos. Mostrou-se que pode ser feito um cálculo simplificado do fator $\alpha_{cr,\theta,op}$, dispensando uma análise numérica, isto porque foram obtidos resultados mais conservativos em comparação com aqueles que foram obtidos utilizando o programa LTBeamN.

De maneira geral, a proposta feita para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio conduz a resultados idênticos ou mais conservativos, comparativamente aos resultados obtidos pelas cláusulas presentes na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes, em situação de incêndio

A mesma proposta do Método Geral foi utilizada para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais não uniformes, em situação de incêndio, foco desta dissertação. Para a validação da aplicação desta proposta em elementos estruturais não uniformes, elaborou-se um estudo paramétrico com diferentes variáveis entre as quais carregamento aplicado, temperatura, variação da secção transversal ao longo do

elemento e comprimento do mesmo. O valor de cálculo dos esforços atuantes nos elementos estudados foram iguais ao valor das cargas atuantes de colapso, determinadas pelo programa de elementos finitos SAFIR.

Numa situação de colapso, o valor de cálculo dos esforços atuantes é igual ou superior ao valor de cálculo da capacidade resistente de um elemento estrutural. Segundo a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, aplicando uma condição qualquer para verificar a segurança deste elemento, seria expectável que se obtivessem valores iguais ou inferiores a 1.0.

No estudo de elementos não uniformes comprimidos, a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, conduziu a resultados, na sua maioria, inferiores a 1.0, isto é, mais conservativos. Ou seja, apesar do elemento estrutural não estar sujeito aos esforços últimos (responsáveis pelo colapso), a proposta do Método Geral em situação de incêndio indica que o mesmo se encontra em situação de colapso.

Quanto à influência das variáveis do estudo paramétrico, a temperatura é a menos condicionante para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio. Apesar da variação dos níveis de temperatura, o comportamento em todos os casos de estudo manteve-se mais ou menos constante, concluindo-se que o valor adotado para a temperatura não influencia o nível de segurança dado pela proposta do Método Geral em situação de incêndio. Por outro lado, verificou-se que a variação da altura da alma influencia a aplicação da proposta. Isto é, quanto menor foi a variação da altura da alma ao longo do perfil, mais conservativo foi o Método Geral. É aconselhável, no futuro, realizar mais estudos para determinar os limites da validade do Método Geral no que diz respeito a este parâmetro.

No estudo de elementos não uniformes sujeitos a flexão, mais uma vez, a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, conduziu a resultados, na sua maioria, inferiores a 1.0, isto é, mais conservativos. Quanto à influência das variáveis na aplicação do Método Geral em situação de incêndio, mais uma vez, aquela que menos influencia é a temperatura, pela mesma razão apontada anteriormente.

A influência da variação da altura da alma ao longo deste elemento estrutural é diferente da que se registou em elementos comprimidos. Quanto menor a variação da altura da alma, menos dispersos foram os resultados obtidos com a aplicação da proposta do Método Geral em situação de incêndio.

Posteriormente e só neste tipo de elemento estrutural (devido à convergência analítica registada entre o método e a Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3) os resultados obtidos pelo Método Geral em situação de incêndio foram comparados com a curva de encurvadura europeia, presente na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3. Verificou-se que numericamente a mesma convergência não se regista e conclui-se que é válido aplicar as curvas de encurvadura, presentes na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3, no dimensionamento de elementos estruturais não uniformes. Porém, sugere-se na mesma que no futuro, seja feito o desenvolvimento de curvas de encurvadura mais apropriadas para elementos não uniformes.

No estudo de elementos não uniformes sujeitos a flexão composta com compressão, a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, conduziu a resultados, na sua totalidade, inferiores a 1.0, isto é, mais conservativos. Conclui-se que a proposta feita para este método, é uma boa ferramenta de cálculo para a verificação da resistência quando há a combinação de esforços de compressão axial e flexão.

A validação da proposta do Método Geral em situação de incêndio para este tipo de elemento estrutural foi idêntica à que se fez em colunas e vigas, e provou-se que a aplicação da proposta do método conduz a resultados conservativos, isto porque indica o colapso do elemento, apesar de não estar sujeito aos seus esforços atuantes últimos.

Em termos dos esforços aplicados no elemento estrutural em situação de incêndio, concluiu-se que quanto maior for o valor do esforço axial atuante $N_{fi,Ed}$, (a viga-coluna assemelha-se mais a um elemento comprimido) menos conservativo é Método Geral em situação de incêndio. Por outro lado, os resultados obtidos pelo Método Geral em situação de incêndio neste tipo de elemento estrutural, foram mais conservativos que os resultados obtidos na validação da proposta para colunas e vigas.

No que respeita à influência da variação da altura da alma ao longo do elemento estrutural, concluí-se que quanto menor for a variação da altura da alma no elemento, mais conservativo é o Método Geral. É aconselhável mais estudos para determinar o campo de validade do Método Geral tendo em conta este parâmetro. Observou-se que a temperatura influencia o comportamento estrutural dos elementos em estudo mas o seu valor não é preponderante para a aplicação da proposta do Método Geral em situação de incêndio, para a verificação da resistência à encurvadura de vigas-coluna.

Apresentadas as conclusões de todo o trabalho feito nesta dissertação com o intuito de validar a proposta feita pela Universidade de Aveiro para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio, pode-se afirmar que este método é uma boa ferramenta para a verificação da resistência à encurvadura de elementos metálicos não uniformes,

5.2. Desenvolvimentos futuros

Analisando esta dissertação, pode-se afirmar que o objetivo principal foi concretizado: apresentar uma proposta para a aplicação do Método Geral em situação de incêndio e consequentemente validá-lo para os três tipos de elemento estrutural: colunas, vigas e vigas-coluna. Porém, houve alguns pontos que necessitam de um conhecimento mais aprofundado.

Toda a modelação numérica que foi necessária realizar para a validação do Método Geral em situação de incêndio, para a verificação da resistência de elementos não uniformes foi feita para condições de carregamento e condições de apoio relativamente simples e correntes. No futuro, este estudo deverá ser estendido para outros tipos de carregamento para além de um diagrama de momentos triangular (tipo de diagrama considerado nesta dissertação).

Para além do tipo de carregamento, o mesmo estudo deve ser feito para outros tipos de classe de aço, isto porque nesta dissertação, apenas se considerou um aço S355. Como foi dito, as condições de apoio consideradas também foram relativamente usuais, sugerindo que se faça um estudo para outro tipo de condições de apoio como por exemplo: elementos biencastados, elementos em consola, entre outros.

Como foi apontado no Capítulo 4 desta dissertação, apesar de analiticamente haver uma convergência entre os resultados obtidos pela aplicação do Método Geral em situação de incêndio e a cláusula 4.2.3.3. da Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3 para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais uniformes, numericamente em elementos não uniformes registou-se o contrário. Sugere-se então que sejam desenvolvidas curvas de encurvadura mais apropriadas para elementos não uniformes apesar de não se colocar em causa os níveis de segurança obtidos com a utilização das curvas de encurvadura presentes na Parte 1 – 2 do Eurocódigo 3. Numa situação de incêndio, a escolha da curva de encurvadura não é tão necessária para aplicação do

Método Geral, já que o fator de imperfeição α apenas depende das características resistentes do aço, contrariamente ao que se regista à temperatura normal. Neste caso, a escolha da curva de encurvadura depende de diversos fatores como por exemplo a relação entre a altura e a largura da secção e as tensões residuais (entre outros fatores) podendo conduzir a um dimensionamento mais conservativo deste tipo de elementos estruturais.

*Referências
bibliográficas*

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrade, A., Camotim, D., e Borges Dinis, P. (2007). “*Lateral-Torsional Buckling of Singly Symmetric Web-Tapered Thin-Walled I-Beams: 1D Model vs. Shell FEA.*”

Computers & Structures, nº 85 (17-18), p. 1343–59.

ArcelorMittal. “*Commercial Sections*”.

Braham, M. (1997). “*Elastic Lateral-Torsional Buckling of Web Tapered I-Beams Subjected to End Moments.*” Em 18th Czecho - Slovak International Conference on Steel Structures and Bridges '97. Brno.

Bureau, A. (2007). “*Résistance Au Flambement et Au Déversement D'un Poteau À Inertie Variable Selon L'en EN 1993-1-1.*” Reveu Construction Métallique.

CEA, French Atomic Energy Commission. Disponível em <http://www-cast3m.cea.fr>. “*CAST 3M Is a Research FEM Environment; Its Development Is Sponsored by the French Atomic Energy Commission.*” [Consult. 4/2/2014].

CEN, Comité Européen De Normalização (2002). “*EN1990 - Eurocode: Basis of Structural Design*”. Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Européen De Normalização (2005a). “*EN 1993 - 1 - 1, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1 - 1: General Rules and Rules for Buildings*” Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Européen De Normalização (2005b). “*EN 1993 - 1 - 2, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1 - 2: General Rules Structural fire design*”, Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Européen De Normalização (2006). “*EN 1993-1-5, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-5: Plated Structural Elements.*” Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Européen De Normalização (2008). “*EN 1090-2+A1: Execution of Steel Structures and Aluminium Structures - Part 2 : Technical Requirements for Steel Structures.*” Bruxelas, Bélgica.

Clark, J. W. e Hill, H. N., (1960). "*Lateral Buckling of Beams, Proceedings ASCE*", Journal of the Strucutral Divison, Vol. 68, nº ST.

Costa, Alexandra. Disponível em http://www.lusonoticias.com/index.php?option=com_content&view=article&id=27975:potenciar-o-setor-da-construcao-metalica (2013). "*Potenciar O Setor Da Construção Metálica.*" [Consult. 2/10/2013].

Couto, C. (2011). "Estabilidade de Pórticos Metálicos Em Situação de Incêndio". Universidade de Coimbra. Dissertação de Mestrado em Construção Metálica e Mista.

Couto, C., Vila Real,P., Ferreira, J., e Lopes, N., (2014). "*Numerical Validation of the General Method for Strucutural Fire Design of Web-Tapered Beams.*" Em Eurosteel 2014. Nápoles.

CTICM, Centre Technique Industriel Construction Métallique. Disponível em <https://www.cticm.com/content/ltbeamn-version-101> "*LT BEAM N Version 1.0.11.*" [Consult. 12/10/2013].

ECCS TC8. (2006). "*Resolution of ECCS/TC8 with Respect to the General Method in EN 1993- 1-1.*"

Franssen, J. M. (2005). "*SAFIR A Thermal/structural Program Modelling Structures under Fire.*" Engineering Jornal, AISC.; Vol. 42, p. 143-58.

Franssen, J. M., e Vila Real, P. (2010). "*Design of Steel Structures*". ECCS - European Convention for Constructional Steelwork: : Ernst & Sohn, [S.I.].

Lopes, N. (2009). "*Behaviour of stainless steel structures in case of fire*". Universidade de Aveiro, Dissertação de Doutoramento.

Gálea, Y. (1981). "*Abaques de Deversement Pour Profilés Laminés.*" Reveu Construction Métallique, nº4, p.39–51.

Galéa, Y. (2005). "*NCCI : General Method for out-of-Plane Buckling in Portal Frames.*"

Gaylord, Jr, e Edwin, H. (1992). "*Design of Steel Structures*". 3rd Edition, McGraw-Hill.

Lopes, N. (2009). "*Behaviour of stainless steel structures in case of fire*". Universidade de Aveiro, Dissertação de Doutoramento

Maquoi, R., e Rondal, J. (1978). "*Mise En Équation Des Nouvelles Courbes Européennes de Flambement*." *Construction Métallique*, nº1, p.1–30.

Marques, L. (2012). "*Tapered Steel Members: Flexural and Lateral-Torsional Buckling*". Universidade de Coimbra, Dissertação de Doutoramento na Especialidade de Construção Metálica e Mista.

McGuire, W., Gallagher, R. H., e Ziemian, R. D. (2000). "*Matrix Structural Analysis*", John Wiley, New York.

NP EN 10025. (1995). "*Produtos Laminados a Quente de Aços de Construção Não Ligados*". Bruxelas, Bélgica.

Portugal Steel. (2013). Disponível em http://portugalsteel.com/event/content/index.php?target=showContent&m=Portugal Steel&id_pagina=76&defLang=1&event=9 "*Vantagens Da Construção Metálica*." [Consult. 23/10/2013].

Reis, A. J. (2010). "*Projecto de Estruturas Metálicas Eurocódigo 3*." Em Seminário "Eurocódigos Estruturais: O Início Da Sua Aplicação Em Portugal". Lisboa.

Simões da Silva, L. e Gervásio, H. (2007). "*Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados; Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço; Parte 1 - 1: Regras gerais e regras para edifícios; Parte 1 - 5: Estruturas constituídas por placas*". CMM - Associação Portuguesa da Construção Metálica e Mista.

Simões da Silva, L., Marques, L. e Rebelo, C. (2010). "*Numerical Validation of the General Method in EC3-1-1 for Prismatic Members*." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, nº4, p. 575-590.

Simões, Rui A. D. (2005). "*Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas Metálicas Parte 1 - 1: Regras Gerais E Regras Para Edifícios*": CMM - Associação Portuguesa da Construção Metálica e Mista.

Smith, J. e Ed, C. (1996). "*Structural Steel Design*." 2nd Edition, John Wiley.

Szalai, J. (1993). "*The 'General Method' of EN 1993-1-1.*"

Talamona, D. e Franssen, J. M. (2005). "*A Quadrangular Shell Finite Element for Concrete and Steel Structures Subjected to Fire.*" Journal of Fire Protection Engineering, Vol. 15, nº 4, p. 237-264.

Tata Steel/BCSA - British Constructional Steelwork Association

Vila Real, P. (2003). "*Incêndio Em Estruturas Metálicas - Cálculo Estrutural.*": Edições Orion.

Anexos

A. Restantes resultados obtidos

Serve o presente anexo para apresentar os restantes resultados numéricos relativos à validação do Método Geral em situação de incêndio, para a verificação da resistência à encurvadura de elementos estruturais não uniformes sujeitos a flexão composta com compressão.

Da Figura A.1 à Figura A.3 estão representados os resultados numéricos obtidos, considerando uma temperatura de 400°C, 450°C e 500°C, relativos ao perfil (280-480)x10+250x15. Da Figura A.4 à Figura A.6 estão representados os resultados numéricos obtidos, considerando uma temperatura de 400°C, 450°C e 500°C, relativos ao perfil (296-396)x8+150x15 e finalmente, da Figura A.7 à Figura A.9 estão representados os resultados numéricos obtidos, considerando uma temperatura de 400°C, 450°C e 500°C, relativos ao perfil (400-1000)x22+300x30.

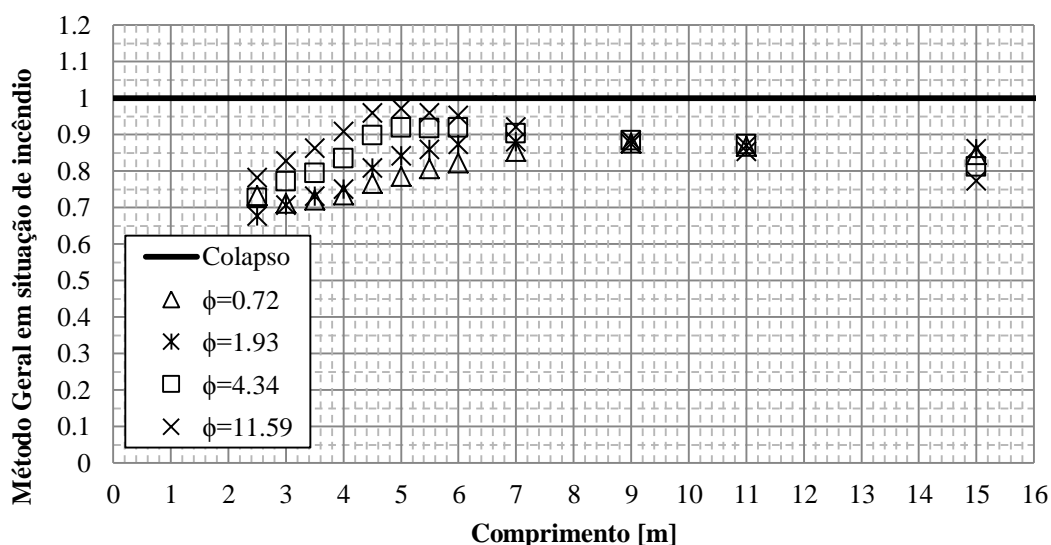


Figura A.1 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15 a 400°C;

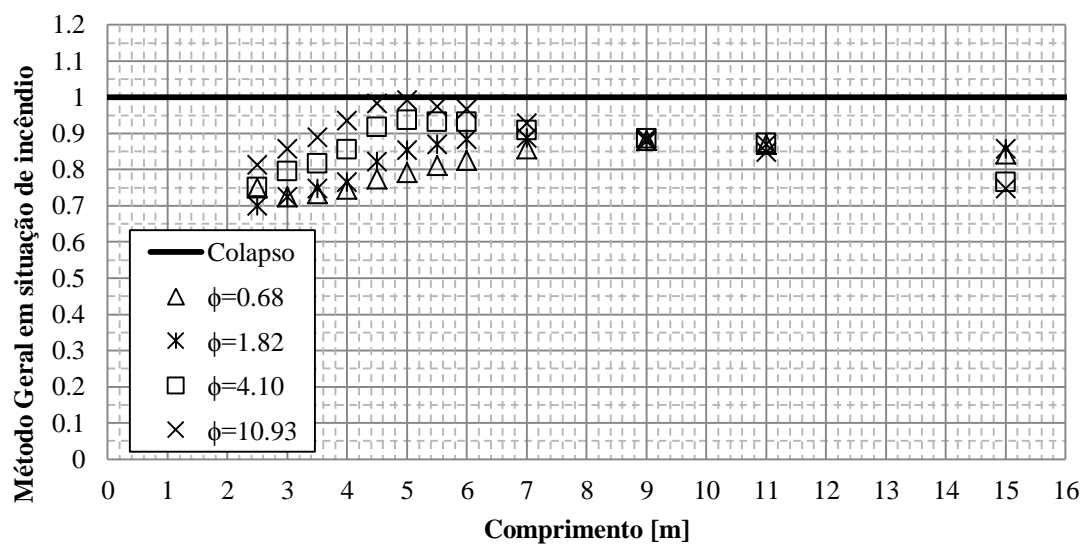


Figura A.2 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15 a 450°C;

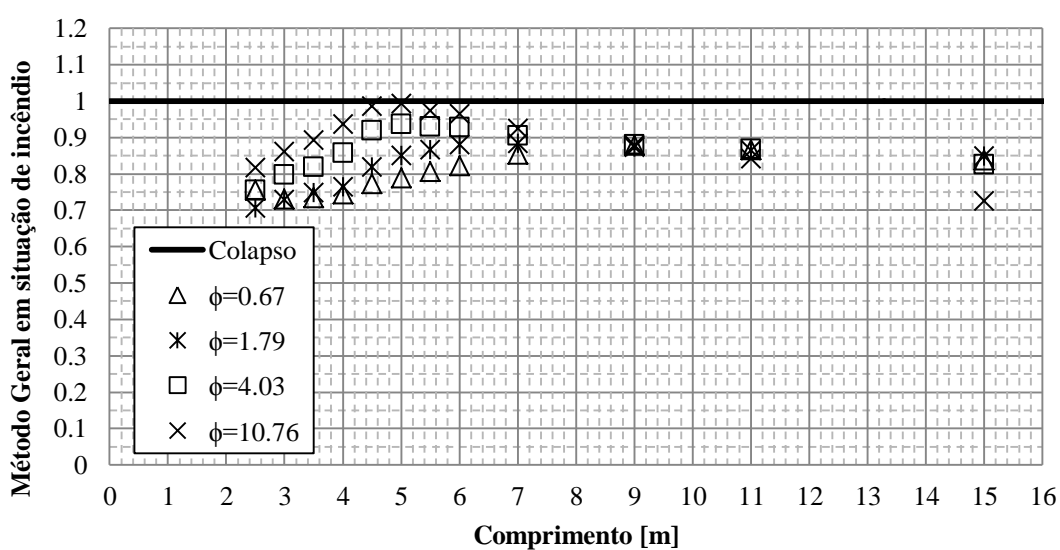


Figura A.3 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (280-480)x10+250x15 a 500°C;

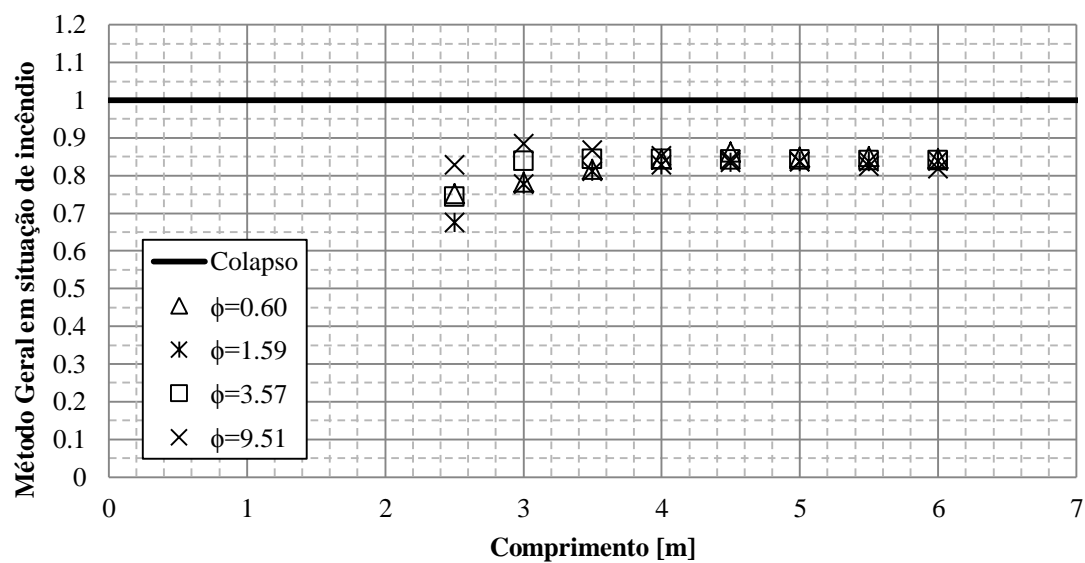


Figura A.4 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15 a 400°C;

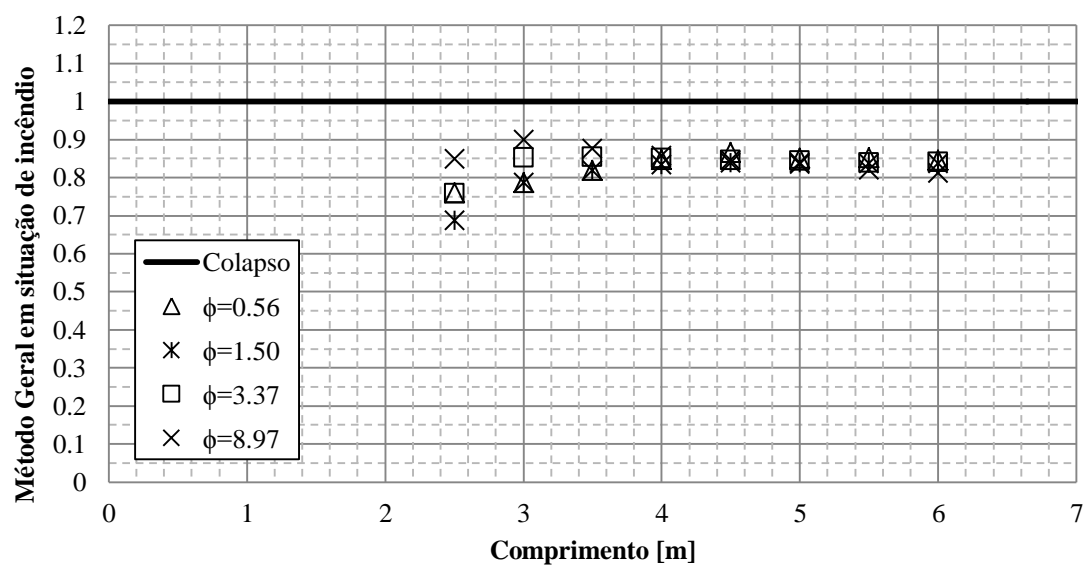


Figura A.5 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (296-396)x8+150x15 a 450°C;

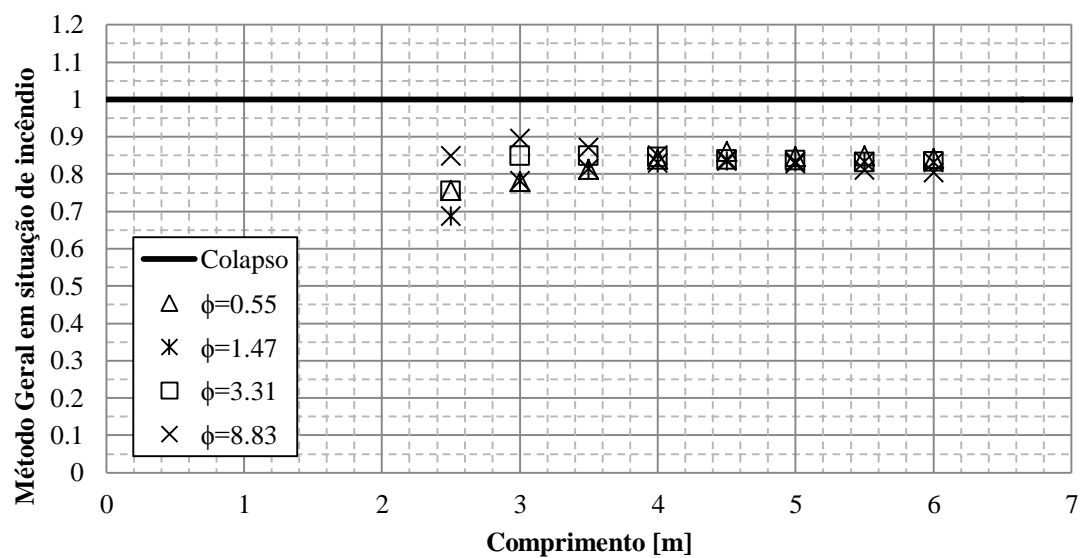


Figura A.6 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil
(296-396)x8+150x15 a 500°C;

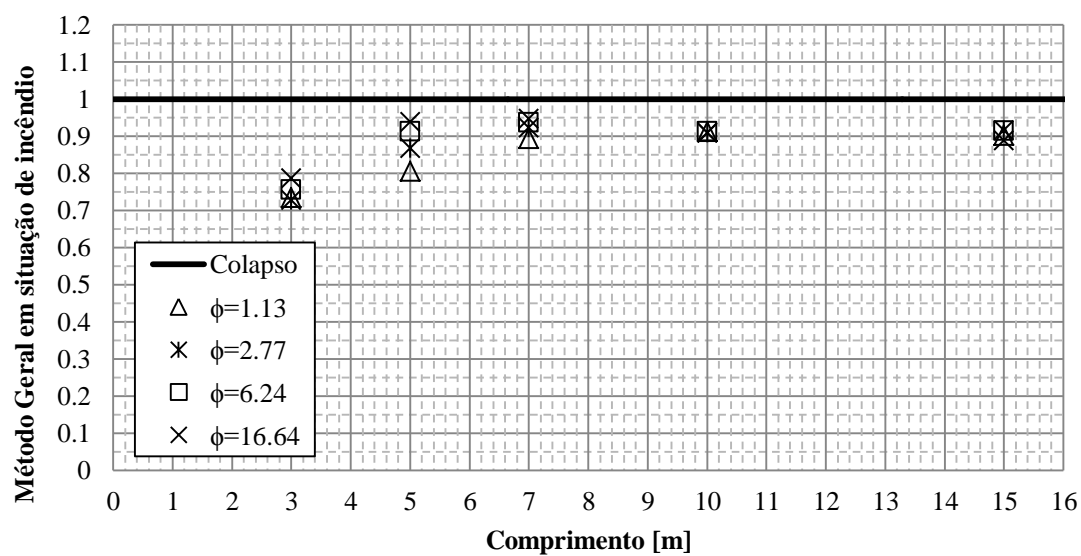


Figura A.7 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil
(400-1000)x22+300x30 a 400°C;

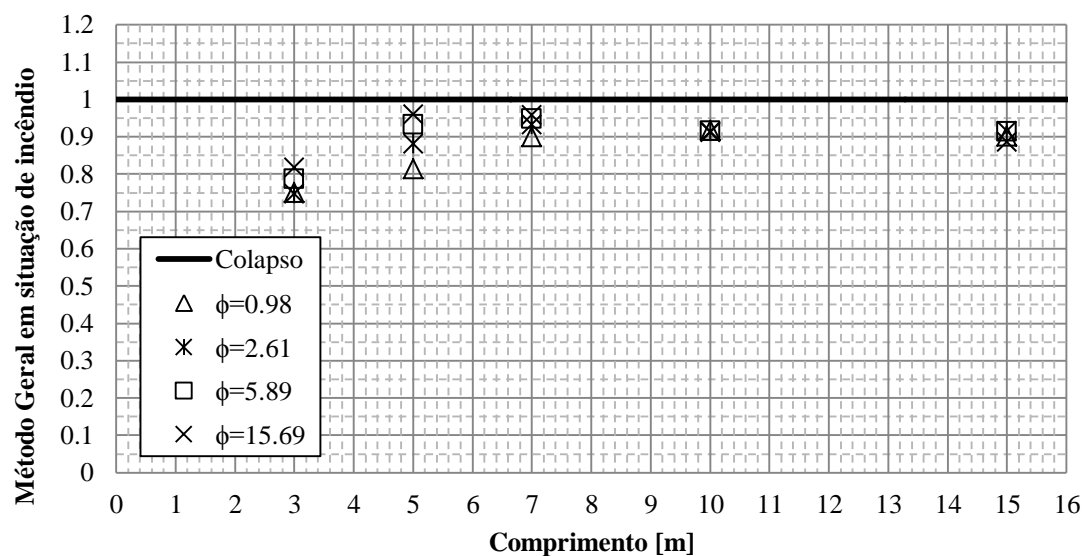


Figura A.8 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30 a 450°C;

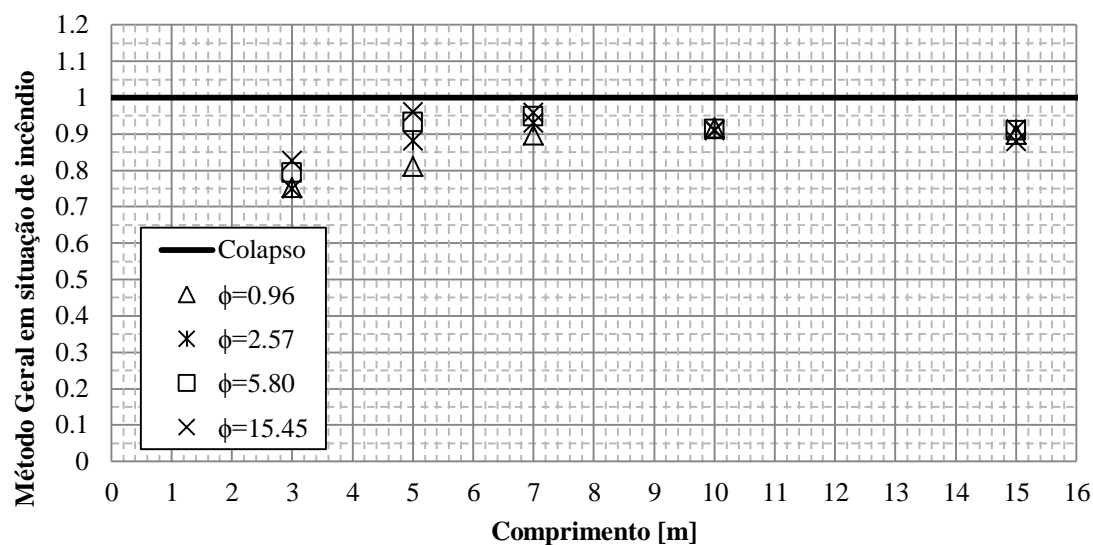


Figura A.9 - Resultados numéricos da aplicação do Método Geral em situação de incêndio no perfil (400-1000)x22+300x30 a 500°C;